

DER BAUINGENIEUR

18. Jahrgang

2. April 1937

Heft 13/14

ÜBER NEUERE WAAGEBALKENKLAPPBRÜCKEN.

Von Dipl.-Ing. Kurt Nettelbeck.

Übersicht: An drei ausgeführten Waagebalkenklappbrücken wird die Lagerung der Klappen beschrieben, der Einfluß der dynamischen Beanspruchungen auf das gesamte Tragwerk und die mechanische Ausrüstung untersucht und die Maßnahmen, ihnen zu begegnen, werden gezeigt.

Im Laufe der letzten Jahre wurden bei der Deutschen Reichsbahn u. a. zwei Drehbrücken ausgebaut, da sie den zu befördernden Lasten nicht mehr entsprachen. Die maschinelle Ausrüstung genügte ebenfalls nicht mehr den Anforderungen, die an sie gestellt werden mußten. Die beiden Brücken wurden durch Waagebalkenklappbrücken ersetzt. Infolge des größeren Eigengewichtes der neuen Brücken war das Bewegen im Handbetrieb, wie er bei den alten Brücken vorgesehen war, nicht mehr ausreichend. Der gesteigerte Verkehr forderte die Abkürzung der Zeiten für ein Brückenspiel auf ein Mindestmaß. Daher ist für die Ersatzbauten elektrischer Antrieb gewählt worden. Außer diesen beiden Brücken wird im folgenden noch eine weitere Waagebalkenklappbrücke mit behandelt.

Die Waagebalkenklappbrücken sind bekanntlich Klappbrücken mit fester Drehachse und ausgeglichenem Gewicht des zu bewegenden Überbaues und des Gegengewichtes, so daß beim Bewegen der Brücken nur die Lagerreibung und Windkräfte zu überwinden sind. Für die bauliche Durchbildung dieser Brücken sind einige Fragen von ausschlaggebender Bedeutung.

Vorerst ist zu entscheiden, ob die Drehachse der Klappe in der Verkehrslage der Brücke auch die Verkehrslast aufnehmen soll oder ob die Verkehrslast durch ein besonderes Verkehrslager auf die Pfeiler zu übertragen ist. Im vorliegenden Falle wurde das Drehlager für die Überleitung der Kräfte in den Unterbau gewählt.

Die Anordnung eines besonderen Verkehrslagers ist eine Wechselstützung. Sie wird für weniger gut gehalten als die bei den beschriebenen Brücken gewählte Stützungsart. Wird ein besonderes Verkehrslager angeordnet, so muß dieses entweder nachstellbar eingerichtet werden, um Setzungen des Pfeilers ausgleichen zu können, oder das Verkehrslager muß bei größeren Brücken ein Triebwerk erhalten, das in der Lage ist, die Brücke anzuheben, um das Drehlager auch einwandfrei zu entlasten. Bei ungenauem Lauf dieses Triebwerkes kann dann ein Klemmen am Rückarm der Klappe eintreten, der genau das Gegenteil im Drehlager erreicht, nämlich statt einer Entlastung noch eine zusätzliche Belastung herbeiführt. Bei Eisenbahnbrücken hat das angetriebenen Verkehrslager noch den Nachteil, daß bei ungenauem Arbeiten des Triebwerkes der Schienenübergang vom festen zum beweglichen Teile der Brücke Schwankungen in der Höhenlage der Fahrkante der Schienen unterworfen ist. Dieses kann bei angetriebenen Schienenübergängen außerdem noch Störungen in dem Antrieb der Schienenübergänge hervorrufen. Ungleiche Höhenlage der Fahrkanten hat ein Hämmern zur Folge und damit ein unruhiges Befahren der Brücke. Die uns heute zur Verfügung stehenden Baustoffe gestatten ohne Bedenken die Aufnahme der Kräfte aus Eigengewicht und Verkehrslast im Drehlager.

Weiterhin ist die Höhenlage des Klappendrehpunktes im Vergleich zur Fahrbahn der Brücke für die Ausbildung der Konstruktion maßgebend. Die feste Drehachse bietet die Gewähr dafür, daß alle Punkte in der Nähe des Drehpunktes nach jedem Brückenspiel in die gleiche Lage zurückkehren. Dieser Umstand gestattet an der Klappenwurzel am Übergang vom festen zum beweglichen Teil den Verzicht auf angetriebene Schienenübergänge, wenn

die Bedingung erfüllt ist, daß die Schienenlücke zusammengedrückt wird. Sie wird erfüllt, wenn der Drehpunkt über der Schienenoberkante liegt. Je höher er über der Schienenoberkante liegt, desto besser ist die Wirkung. Dann ist ein fast gerader Schnitt der beiden aneinanderstoßenden Schienenenden vorhanden, der eine einwandfreie starre Unterstützung erhalten kann. Die Ausbildung dieser Unterstützung und des Schienenschnittes zeigt die Abb. 1. Beim

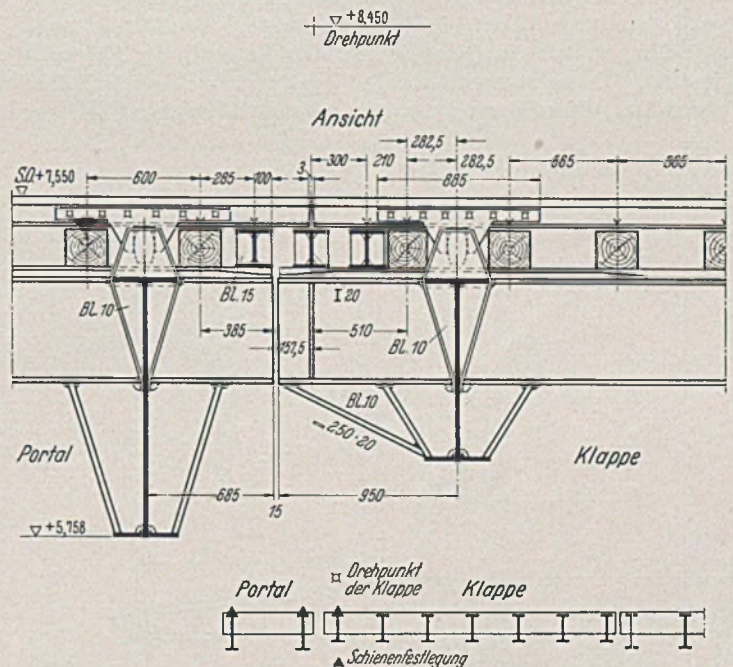


Abb. 1. Ausbildung des Schienenstoßes und Unterstützung der Stoßlücke am Klappendrehpunkt.

Verzicht auf angetriebene Schienenübergänge an der Klappenwurzel muß aber durch eine besondere Vorrichtung dafür gesorgt werden, daß Schienen und Überbauten unverrückbar gegeneinander festliegen. Eine Lösung hierfür ist in Abb. 1 gezeigt. An den Schienen sind Laschen mit je einem Sporn angebracht, der über einen Barren greift, der mit der Brücke starr verbunden ist. Die Brems- und Anfahrkräfte sowie die aus Wärmespannungen werden mit Hilfe dieses Bauteiles in die Fahrbahn geleitet, so daß sie am Klappenspalz keine Verschiebungen des Oberbaues gegen den Überbau verursachen können.

Eine weitere Frage, die bei der baulichen Durchbildung der Waagebalkenklappbrücke als Eisenbahnbrücke auftauchte, war die der dynamischen Beanspruchung des gesamten Tragwerkes und die nach Schutzmaßnahmen gegen diese Kräfte. Im allgemeinen wird die Zugstange zwischen Hauptträger und Waagebalken in der Mitte jedes Hauptträgers angelekt. An dieser Stelle sind die Durchbiegungen des Hauptträgers infolge der Verkehrslast und der durch das Befahren der Brücke ausgelösten Schwingungen bekanntlich am größten. Die Zugstangen bewirken, daß der Waagebalken an den Schwingungen des Überbaues teilnimmt. Eine Überlegung sagte, daß bei starrem Überbau und weichem Waagebalken das Aufschaukeln des Waagebalkens und des Gegengewichtes nicht zu befürchten sei. Bevor aber diese durch Rechnung begründete

Dafür wurden die Bewegungen des Hauptträgers, der Hängestangen und des Waagebalkens unter dem Einfluß der fahrenden Verkehrslast und bzw. der Schwingungsmaschine von Losenhausen bei entwurfgemäßer Lagerung mit Hilfe von elektrischen Ferndehnungsmessern und selbstschreibenden Durchbiegungsmessern gemessen. Hierbei zeigte es sich, daß sich der Überbau frei bewegte, ohne seine Bewegungen den übrigen Tragwerksteilen mitzuteilen.

Hernach wurden die Zwischenräume zwischen dem Kulissenstein und Zugstangenkopf durch stählerne Doppelkeile geschlossen, also das Spiel in dem Langloch beseitigt. Der Waagebalken war jetzt mit dem Hauptträger zwar fest aber drehbar verbunden. Der Kniehebel des Antriebes wurde aus der gestreckten Lage gebracht, wodurch auch das Gegengewicht nicht mehr abgestützt war und folglich frei schwingen konnte. Der Überbau wurde wieder durch die fahrende Verkehrslast und die Schwingungsmaschine durchgerüttelt und wieder die Einflüsse auf das gesamte System ermittelt. Es zeigte sich, daß der Waagebalken keine Resonanzlage erreichte. Auch die Erschütterung des Bauwerkes von der Gegengewichtsseite her brachte kein für das Bauwerk ungünstiges Ergebnis.

Dieser Versuch hat ergeben, daß die Gefahr des Aufschaukeln nicht in einem Grade besteht, der für den Bestand des Bauwerkes gefährlich ist, wenn die Querschnitte des Waagebalkens so auf die des Hauptträgers abgestimmt sind, daß der Hauptträger möglichst biegesteif und der Waagebalken möglichst weich bemessen wird. Deshalb wurde auch bei der dritten und größten Anlage darauf verzichtet, eine besondere Vorkehrung zu treffen, die die Schwingungen vom Waagebalken fernhält. Trotzdem wurde

auch dieses Bauwerk nach der Fertigstellung durchgerüttelt, mit dem Erfolg, daß festgestellt wurde, daß auch hier die Schwingungen des Überbaues keine Resonanzlage des Waagebalkens erzeugten.

Bei den Rüttelversuchen an der größeren Klappbrücke zeigte sich aber, daß die Fernhaltung der Schwingungen aus dem Getriebe ernsthaft zu untersuchen war. Diese Schwingungen zu beherrschen und unschädlich zu machen, wurde bei den drei Brücken auf verschiedene Art erreicht: Die Art des Antriebes und die Größe der Brücke schreibt den Weg vor. Bei dem kleinen Bauwerk (s. Abb. 2), wird der Überbau angetrieben. Eine Zahnstange greift ungefähr im Schwerpunkt des Überbaues am Hauptträger an. Die

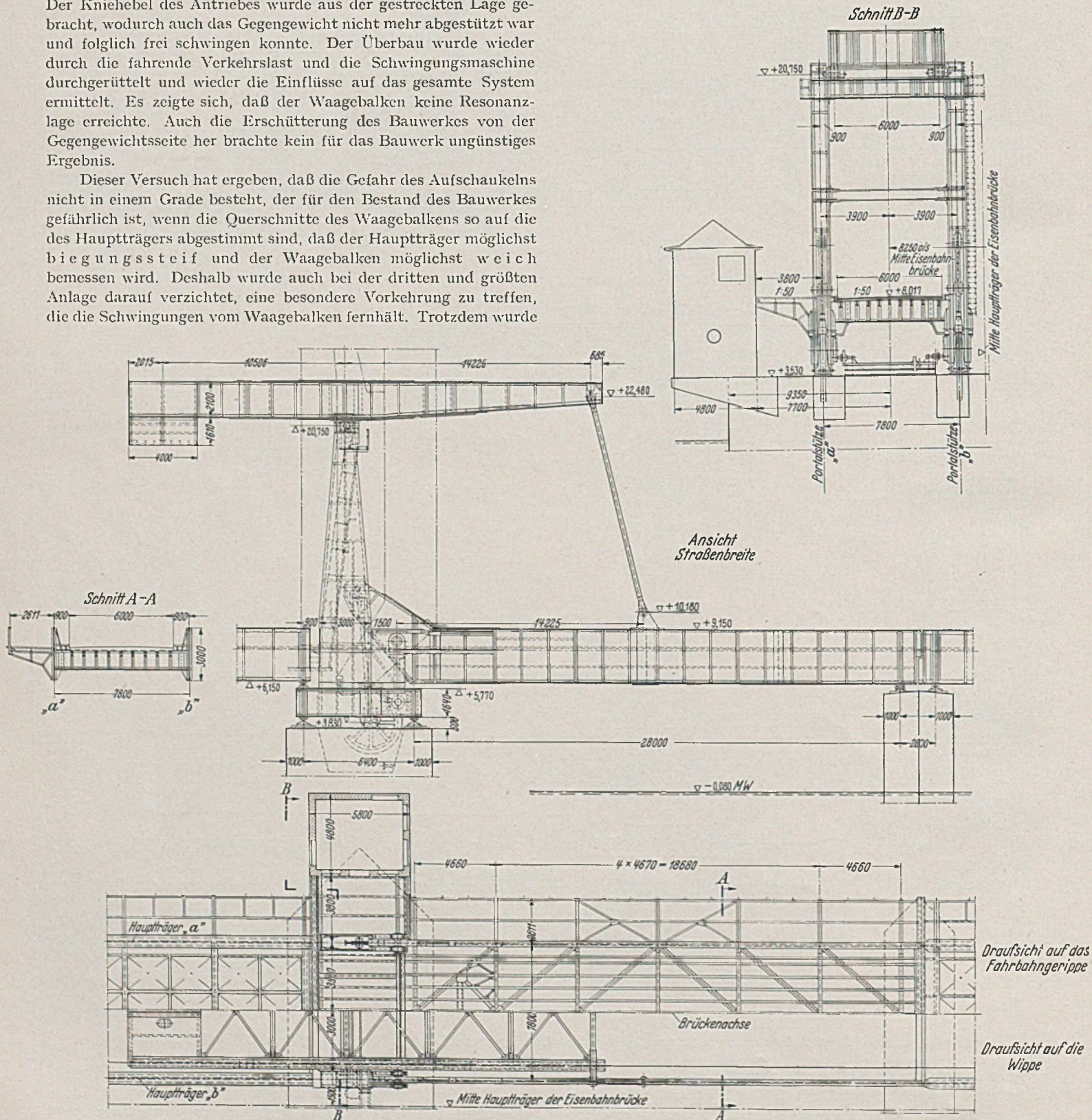


Abb. 7. Waagebalkenklappbrücke von 29 m Stützweite zwischen Drehlager und Lager an der Klappenspitze (Straßenbrücke).

Zahnstange läuft an einem in einer Schwinde mit Gegenrädern gelagertem Ritzel vorbei. Durch Drehung des Ritzels wird beim Öffnen der Brücke die Zahnstangenlänge zwischen dem Ritzel und der Aufhängung der Zahnstange an dem Hauptträger verkürzt und beim Schließen der Brücke verlängert. Das Gegengewicht ist gegen den Überbau so ausgewogen, daß jeder Hauptträger auf seinen Lagern an der Klappenspitze unter dem Eigengewicht mit 0,5 t aufliegt. Der Anschlußpunkt der Zahnstange an dem Hauptträger ist die Stelle, an der die Schwingungen des Überbaues in das Getriebe der Brücke eingeleitet werden. Diesem Einleiten ist dadurch begegnet, daß die Zahnstange durch einen Doppelhebel, der auf der einen Seite den Bolzen für den Anschluß der Zahnstange aufnimmt und an der andern Seite mit Doppelfedern unter geringer Vorspannung in senkrechter Lage gehalten wird, an den Überbau angeschlossen ist. Siehe hierzu die Abb. 5. Die Schwingungen des Überbaues werden also im Getriebe nicht mehr wirksam, da sie bereits von den Federn des Schwinghebels aufgezehrt werden. Diese Anordnung kann jedoch nur bei Brücken kleinerer Abmessungen gewählt werden; die Brücke kann während des Brückenspieles um das Maß der Zusammendrückbarkeit der Federn am Doppelhebel pendeln, wenn der Wind böig ist, also in seiner Stoßkraft wechselt.

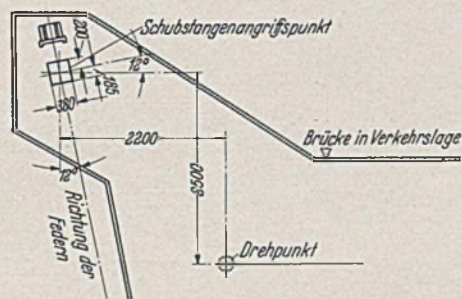


Abb. 8. Angriffspunkt der Schubstange am Klappenrückarm.

Wurde bei der kleinsten Anlage die Klappe angetrieben, wählte man bei der größeren den Antrieb des Waagebalkens. Es sollte ja die Spitze des Waagebalkens auf Grund der angestellten Überlegungen nach dem Aufsetzen der Klappe auf ihre Lager gesenkt werden. Folglich mußte der Waagebalken angetrieben werden. Infolge des Anschlusses der Hängestangen mit einem Bolzen im Langloch liegt die Klappe bei geschlossener Brücke an der Spitze mit ihrem Eigengewichtsanteil auf. Sie ist für Eigengewicht und Verkehrslast ein Balken auf zwei Stützen. Die Verriegelung der Klappenspitze ist demnach entbehrlich. Bei Straßenbrücken und bei solchen Eisenbahnbrücken, bei denen man an der Klappenspitze auf angetriebene Schienenübergänge verzichten will, bietet dieser Antrieb bei Klappen mittlerer Stützweite gewisse Vorteile, die durch das vergrößerte Eigengewicht der Klappe selbst und die hohe Stromaufnahme des Antriebes beim Senken der Waagebalkenspitze noch nicht aufgewogen werden. Bei dieser Antriebsart braucht kein Riegeltriebwerk, das zweckmäßig mit dem Antrieb der Schienenübergänge verbunden wird, vorgesehen werden, es fallen die Kabel zu diesem Antrieb fort, und da dies meist Unterwasserkabel sind, sind die Ersparnisse erheblich. Da jedes Triebwerk unterhalten werden muß, wird man das Fortfallen eines solchen immer begrüßen.

Das Spiel der Hängestangen im Langloch des Anschlusses gestattet dem Hauptträger sich unter dem Einfluß der Verkehrslast frei durchzubiegen und frei zu schwingen. Das Triebwerk bleibt von diesen Schwingungen unberührt, zumal noch der Kniehebel bei geschlossener Brücke gestreckt ist. Er liegt in der Totpunktlage. Der Aufbau des Getriebes ist aus der Abb. 3 zu ersehen.

Bei der großen Anlage, zwei Klappen nebeneinander auf vollständig getrennten Lagern, mit einer Stützweite von 29 m zwischen den Drehlagern und den Lagern an der Klappenspitze, wurde wie-

derum der Hauptträger der Klappe angetrieben. Siehe hierzu die Abb. 6 und 7. Es lag sowohl aus Gründen der mechanischen Wirkung als denen des Aussehens nahe, für diese Brücke einen Kurbelradantrieb zu wählen. Dieser Antrieb gestattet die einwandfreie Trennung des Triebwerkes von dem Überbau nach dem Schließen der Brücke. Der Bolzen der Schubstange, die die Verbindung zwischen Kurbelradarm und Klappenrückarm bildet, ist auch hier in einem Kulissenstein gelagert. Dieser läuft in einem Langloch im Klappenrückarm (Abb. 8 u. 9). Durch seitlich oberhalb des Kulissen-

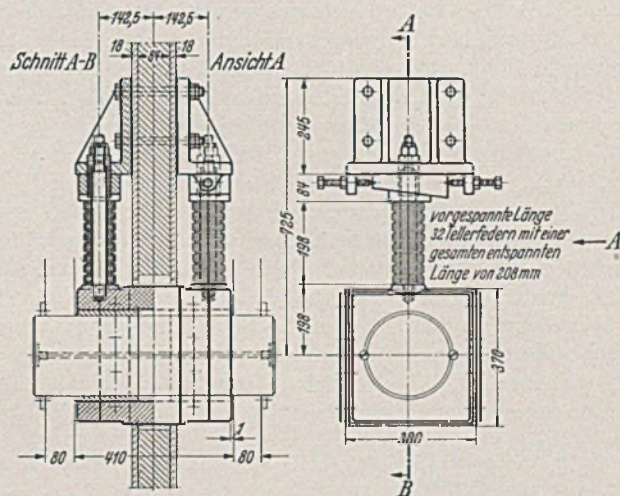


Abb. 9. Federnder Anschluß der Kurbelschubstange am Klappenrückarm.

steines angebrachte Federn, die unter Vorspannung eingesetzt sind, wird der Anschluß an die Klappe weich gestaltet. Durch einen geringen Nachlauf des Getriebes nach dem Schließen der Klappe wird der Überbau auf die Lager an der Klappenspitze aufgedrückt. Der Drehpunkt des Kurbelrades und der Anschluß der Schubstange an den Überbau liegen auf einer Geraden, es ist also die Totlage des Getriebes erreicht. Der Kniehebel ist gestreckt. (Abb. 6 u. 7.) Die Federn oberhalb des Kulissensteines sind durch den Antrieb gespannt. Aber der Kulissenstein selbst hat noch Spiel in seinem zugehörigen Langloch. Bewegungen der Klappe infolge Durchbiegung und Schwingungen durch die Verkehrslast werden in den Federn aufgezehrt. Das Getriebe ist also von den gefährlichen Schwingungen befreit. Die Vorspannung der Tellerfedern ist so bemessen, daß der Winddruck auf die Klappe sowohl im Schließ- als im Öffnungssinne eine Bewegung des Kulissensteines im Langloch nicht zuläßt. Die Klappe pendelt somit bei böigem Wind nicht.

Auch eine Klappe mit dieser Antriebsart könnte zwar ohne besondere Spitzenverriegelung ausgeführt werden, weil der Antrieb die Klappenspitze nach dem Schließen auf die Lager aufdrückt. Dieses ist jedoch nicht zu empfehlen, weil die Eigengewichtsschwankungen bei Brücken großer Stützweiten infolge der verschiedenen Feuchtigkeitsaufnahme der hölzernen Fahrbahn beträchtlich sein können. Sie fallen naturgemäß bei Brücken großer Stützweite mehr ins Gewicht als bei solchen kleiner Stützweite. Auch wird man bei größeren Eisenbahnbrücken kaum auf angetriebene Schienenauszüge verzichten wollen, da die Wärmeausdehnungslücke schon immerhin einige Millimeter betragen muß. Da dann an der Klappenspitze für den Antrieb der Schienenübergänge doch ein Triebwerk vorgesehen werden muß, vereinigt man es zweckmäßig mit dem Riegeltriebwerk. Bei Straßenbrücken mit Seilgurtbelag auf einer Unterlage aus Holz sind ebenfalls Gewichtsschwankungen zu erwarten, die den Einbau eines Brückenriegels notwendig machen können.

Auf die Besonderheiten des elektrischen Antriebes und die Sicherung des Verkehrs auf den Brücken und der Brücken selbst soll hier nur hingewiesen werden.

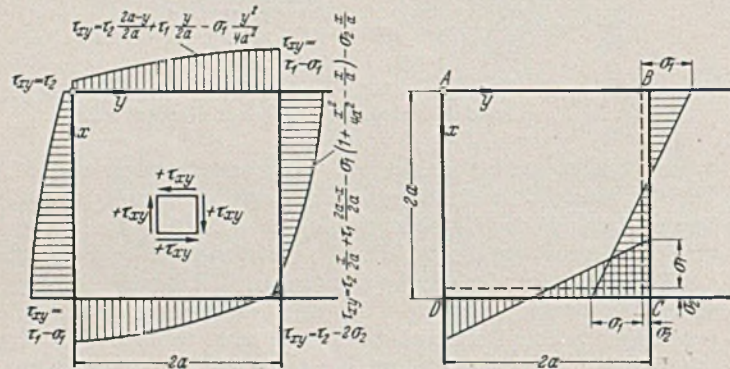
SPANNUNGSVERTEILUNG IN STÄHLERNEN RAHMENECKEN.

Von Dr.-Ing. G. Grüning, Berlin.

Übersicht: Amerikanische Versuche zur Ermittlung der Spannungsverteilung in stählernen Rahmenecken im Vergleich zu einer theoretischen Berechnung.

Versuche zur Ermittlung der Spannungsverteilung in genieteten bzw. geschweißten Rahmenecken aus Stahl werden augenblicklich auch in Deutschland an mehreren verschiedenen Stellen durchgeführt. Es mag daher interessieren, wenn kurz über die zwei ersten Versuche berichtet wird, die das „National Bureau of Standards“ auf Veranlassung des „American Institute of Steel Construction“ im Rahmen eines größeren Versuchsprogrammes zur Klärung dieser Frage durchführte und in zwei kleinen Berichtheften¹ veröffentlichte.

Die Spannungsverteilung in einer rechtwinkligen Rahmenecke, in der die Kräfte und Momente eines waagerechten Riegels in einen senkrechten Stiel umgesetzt werden, kann auch theoretisch berechnet werden, wenn entsprechende Annahmen über die Spannungsverteilung an den Rändern des Eckbleches gemacht werden. Das Resultat muß dann richtig sein, wenn diese Annahmen sinngemäß richtig sind. Ein Vergleich des errechneten mit dem gemessenen Spannungsbild wird bestätigen, daß dies der Fall ist.



Schubspannung τ_{xy} . Normalspannung σ_x und σ_y .
Abb. 1. Angenommene Randbedingungen der theoretischen Lösung.

In ein quadratisches Eckblech wird nach Abb. 1 ein Koordinatenkreuz xy hineingelegt. Die Ränder $A-B$ und $A-D$ müssen frei von dazu senkrechten Normalspannungen sein. Die Normalspannungen an den Rändern $D-C$ und $B-C$ seien gradlinig verteilt und ergeben sich demzufolge aus $\sigma = \frac{M}{w} \pm \frac{N}{F}$. Die Schubspannungsverteilung wird nach Abb. 1 angenommen. Nachdem σ_1 und σ_2 wie beschrieben bestimmt sind, können die Schubspannungen τ_1 und τ_2 aus der Bedingung ermittelt werden, daß die Schubspannungsfläche längs $A-B$, also

$$\int_0^{2a} \left(\tau_2 \frac{2a-y}{2a} + \tau_1 \frac{y}{2a} - \sigma_1 \frac{y^2}{4a^2} \right) dy$$

= $\tau_2 \cdot a + \tau_1 \cdot a - \sigma_1 \cdot \frac{2}{3} \cdot a$, entgegengesetzt gleich sein muß der durch die Eckblechdicke dividierten Gurtkraft, also gleich $(\sigma_1 - \sigma_2) \frac{F_G}{d}$. Wir können dann das Verhältnis von τ_2 zu τ_1 noch beliebig festsetzen. Da im allgemeinen die Schubspannung bei A wesentlich kleiner sein muß als bei B bzw. D , wird angenommen, daß $\tau_2 = \frac{\tau_1 - \sigma_1}{5}$ sei. Die Spannungsverteilung am Rande des quadratischen Eckbleches ist damit durch die Beanspruchung der Rahmenecke eindeutig festgelegt.

Die Berechnung der Spannungsverteilung erfolgt mit Hilfe der Airyschen Spannungsfunktion F , aus der man bekanntlich die Spannungen nach $\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}$, $\sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}$ und $\tau_{xy} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}$ be-

rechnen kann. Diese Spannungsfunktion muß die Verträglichkeitsbedingung

$$(1) \quad \frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = \Delta \Delta F = 0$$

erfüllen. Aus Funktionen F_1 , die diese Gleichung nicht befriedigen, lassen sich zwar Spannungen ableiten, die überall im Gleichgewicht miteinander stehen, die Verträglichkeit der Verformung ist dagegen nicht gewahrt. Die Spannungsfunktion F , die die früher beschriebenen Randbedingungen erfüllt, kann als Summe zweier Funktionen F_1 und F_2 angegeben werden. F_1 ist eine geschlossene Funktion

$$(2) \quad \begin{cases} F_1(xy) = \frac{\sigma_1}{12 a^2} [xy(x^2 + y^2) - 1,5 x^2 y^2] + \frac{\sigma_2}{8 a^2} x^2 y^2 \\ + \frac{\tau_2}{8 a^2} (2 a y x^2 - x^2 y^2 - 8 a^2 y x + 2 a x y^2) \\ + \frac{\tau_1}{6 a^2} (-2 a y x^2 + x^2 y^2 - 2 a x y^2). \end{cases}$$

Die Spannungen ergeben sich zu:

$$\begin{aligned} \tau_{xy} &= -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} = \frac{\sigma_1}{12 a^2} [-3 x^2 - 3 y^2 + 6 xy] - \frac{\sigma_2}{2 a^2} xy \\ &\quad - \frac{\tau_2}{2 a^2} (ax - xy - 2 a^2 + ay) - \frac{\tau_1}{2 a^2} (-ax + xy - ay) \\ \sigma_x &= \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} = \frac{\sigma_1}{2 a^2} \left[xy - \frac{x^2}{2} \right] + \frac{\sigma_2}{4 a^2} y^2 + \frac{\tau_2}{4 a^2} (-x^2 + 2 ax) \\ &\quad + \frac{\tau_1}{4 a^2} (x^2 - 2 ax) \\ \sigma_y &= \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} = \frac{\sigma_1}{2 a^2} \left[xy - \frac{y^2}{2} \right] + \frac{\sigma_2}{4 a^2} x^2 + \frac{\tau_2}{4 a^2} (-y^2 + 2 ay) \\ &\quad + \frac{\tau_1}{4 a^2} (y^2 - 2 ay). \end{aligned}$$

Diese aus F_1 abgeleiteten Spannungen erfüllen, wie man leicht feststellt, schon allein die in Abb. 1 festgelegten Randbedingungen. Dagegen ist die Verträglichkeitsbedingung (1) nicht erfüllt. Es ergibt sich:

$$\Delta \Delta F_1 = \frac{1}{a^2} (-\sigma_1 + \sigma_2 + \tau_1 - \tau_2) = \text{constant.}$$

Die Funktion F_2 muß also so beschaffen sein, daß

$$\Delta \Delta F_2 = -\frac{1}{a^2} (-\sigma_1 + \sigma_2 + \tau_1 - \tau_2)$$

wird, damit $\Delta \Delta F = \Delta \Delta F_1 + \Delta \Delta F_2 = 0$ erfüllt ist. Außerdem müssen die aus F_2 abgeleiteten Normal- und Schubspannungen an den Eckblechrändern zu null werden, da die Randbedingungen bereits durch F_1 erfüllt sind. Aus F_2 ergibt sich also für das Eckblech nur ein Eigenspannungszustand. An den Rändern AB und DC müssen $-\frac{\partial^2 F_2}{\partial x \partial y}$ und $\frac{\partial^2 F_2}{\partial y^2}$ und an den Rändern AD und

BC müssen $-\frac{\partial^2 F_2}{\partial x \partial y}$ und $\frac{\partial^2 F_2}{\partial x^2}$ zu null werden. Dies läßt sich nach Föppl (Drang und Zwang I, S. 238) ausdrücken durch die Bedingungen $\frac{\partial F_2}{\partial x} = 0$ und $\frac{\partial F_2}{\partial y} = 0$, die längs aller Ränder befriedigt sein müssen. Diese Funktion F_2 läßt sich in geschlossener Form nicht angeben, sie ist aber in der Festigkeitslehre schon sehr oft behandelt und mittels Reihenbildung bestimmt worden. Wie man leicht sieht, handelt es sich bei der Funktion F_2 nämlich um die Durchbiegung einer eingespannten $\left(\frac{\partial F_2}{\partial x} = 0, \frac{\partial F_2}{\partial y} = 0 \right)$ Platte von den Abmessungen des Eckbleches, die mit der konstanten Belastung $p = -\Delta \Delta F_1 \frac{m^2 E d^3}{12 (m^2 - 1)}$ belastet ist, denn die Bie-

¹ Progress Report No. 1 and 2 on Steel Distribution in Steel Rigid Frames, National Bureau of Standards, United States Department of Commerce, Washington, D. C. 1936.

gungsgleichung dieser Platte lautet ja

$$\frac{\partial^4 \xi}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \xi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \xi}{\partial y^4} = -\Delta \Delta F_1.$$

Da die aus $F_2 = \xi$ entwickelten Spannungen hinter den aus F_1 entwickelten zurücktreten, kann für $F_2 = \xi$ die einfachste Näherungslösung

$$F_2 = -\frac{\Delta \Delta F_1}{a^4} \cdot 0,0213 (x^4 - 4x^3 \cdot a + 4x^2 a^2) (y^4 - 4y^3 a + 4y^2 a^2)$$

oder

$$F_2 = \frac{I}{\alpha^6} (\sigma_1 - \sigma_2 - \tau_1 + \tau_2) \cdot 0,0213 (x^4 - 4x^3 a + 4x^2 a^2) (y^4 - 4y^3 a + 4y^2 a^2)$$

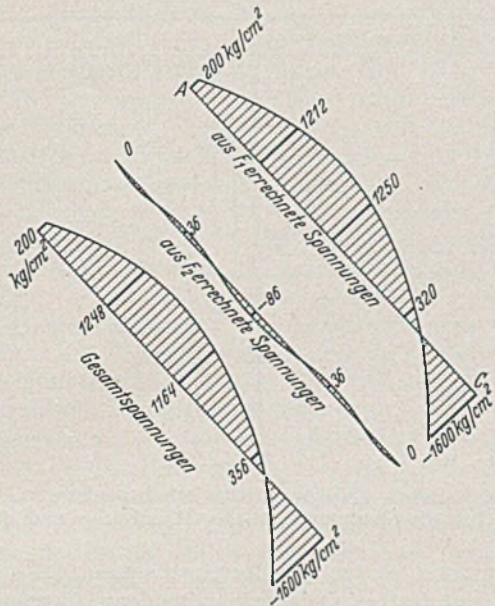


Abb. 2. Errechnete Normalspannungen im Diagonalschnitt A-C.

gesetzt werden (Föppl: Drang und Zwang I S. 145/146). Die aus F_2 zu errechnenden Eigenspannungen ergeben sich dann zu:

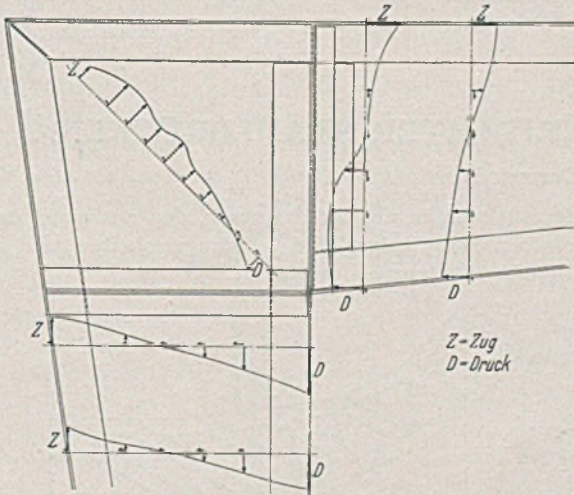


Abb. 5. Gemessene Normalspannungen in verschiedenen Querschnitten. (Maßstab: 1 cm = 27 000 Pfund pro Quadratzoll.)

$$\tau_{xy} = -\frac{\partial^2 F_2}{\partial x \partial y} = 0,0213 \frac{\sigma_1 - \sigma_2 - \tau_1 + \tau_2}{a^6} (4x^3 - 12x^2 a + 8x a^2) (4y^3 - 12y^2 a + 8y a^2).$$

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F_2}{\partial y^2} = 0,0213 \frac{\sigma_1 - \sigma_2 - \tau_1 + \tau_2}{a^6} (x^4 - 4x^3 a + 4x^2 a^2) (12y^2 - 24y a + 8a^2).$$

$$\sigma_y = \frac{\partial^2 F_2}{\partial x^2} = 0,0213 \frac{\sigma_1 - \sigma_2 - \tau_1 + \tau_2}{a^6} (y^4 - 4y^3 a + 4y^2 a^2) (12x^2 - 24x a + 8a^2).$$

Die in dem Eckblech tatsächlich vorhandenen Spannungen sind dann gleich der Summe der aus F_1 und F_2 errechneten. Es wurden für die Randspannungen $\sigma_1 = -1200 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_2 = -200 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_1 = -2200 \text{ kg/cm}^2$ und $\tau_2 = -200 \text{ kg/cm}^2$, wie sie in Abb. 1 maßstäblich eingetragen sind, die senkrecht zum Diagonalschnitt A C wirkenden Normalspannungen errechnet und in Abb. 2 eingetragen. Man sieht, daß der Einfluß von F_2 gegenüber

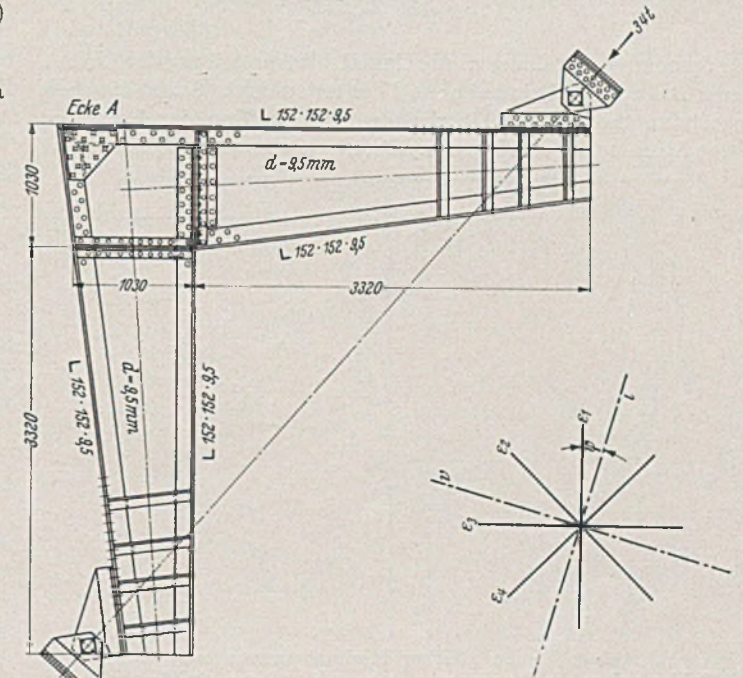


Abb. 3. Bei den amerikanischen Versuchen benutzte Rahmenecke.

Abb. 4. Richtung der Spannungsmessungen. (Strichpunktierte Linien gleich Hauptspannungsrichtungen.)

F_1 außerordentlich klein ist. Wir wollen jetzt die amerikanischen Versuche betrachten, um zu sehen, ob auch dort die in Abb. 2 errechnete Spannungsverteilung vorhanden ist.

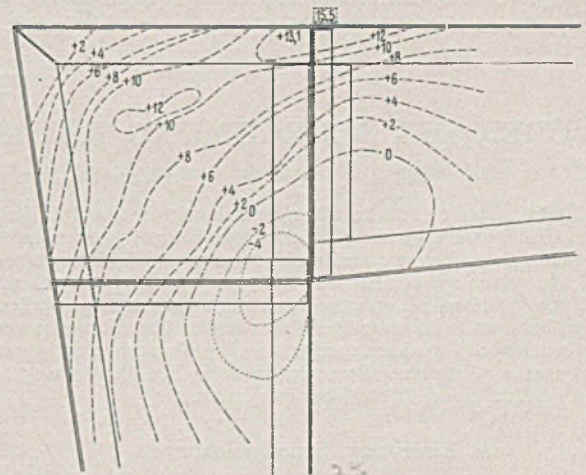


Abb. 6. Linien gleicher Maximalspannungen. Die Zahlen geben die Spannungen in 1000 Pfund pro Quadratzoll an.

In Abb. 3 ist der bei den amerikanischen Versuchen benutzte Rahmen dargestellt. Die Spannungsmessung erfolgte nach der üblichen Methode der Dehnungsmessung von vier unter 45° zueinander liegenden Meßstrecken mit dem gleichen Mittelpunkt. Die überzählige vierte Meßstrecke dient dabei zum Ausgleich von Fehlern und zur Bestimmung der Meßgenauigkeit. Die Berechnung der Spannungen erfolgt aus den gemessenen Dehnungen ϵ_1 bis ϵ_4 (s. Abb. 4) nach folgenden Formeln:

Maximalspannung:

$$\sigma_{max} = \frac{3}{8} E [\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 + \epsilon_4 + \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_4)^2}]$$

Minimalspannung:

$$\sigma_{\min} = \frac{3}{8} E [\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 + \epsilon_4 - \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_4)^2}]$$

Maximale Schubspannung:

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{2}$$

Neigungswinkel ψ der Hauptspannung:

$$\operatorname{tg} 2\psi = \frac{\epsilon_2 - \epsilon_4}{\epsilon_1 - \epsilon_3}$$

Die Spannungsverteilung wurde einmal mit Aussteifung der Ecke A durch Beilagen und einmal ohne diese untersucht. Schon die eben angestellte theoretische Überlegung zeigt, daß an der Ecke nur kleine Spannungen sein können. Ein bemerkenswerter Unterschied

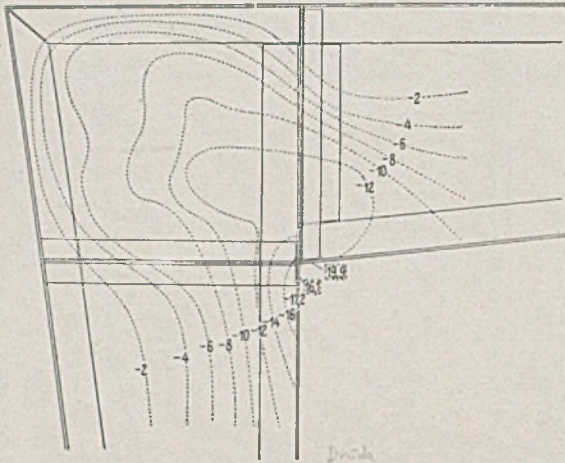


Abb. 7. Linien gleicher Minimalspannungen. Die Zahlen geben die Spannungen in 1000 Pfund pro Quadratzoll an.

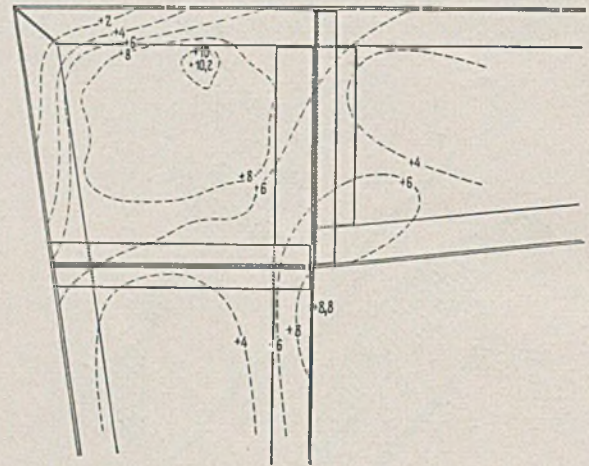


Abb. 8. Linien gleicher Maximalschubspannungen. Die Zahlen geben die Spannungen in 1000 Pfund pro Quadratzoll an.

der Spannungsverteilung in beiden Fällen wurde daher auch nicht festgestellt.

Abb. 5 zeigt die bei den amerikanischen Versuchen gemessenen Normalspannungen. Im Diagonalschnitt findet man die vorher theoretisch abgeleitete Spannungsverteilung, die ein Beweis für die Richtigkeit der Annahmen der im übrigen exakten Berechnung ist. Auch die Annahme gradliniger Normalspannungsverteilung scheint im Stiel durch die Versuche gerechtfertigt. Im

Riegel mag die Spannungsverteilung durch die dort liegende Stoß-lasche gestört worden sein.

In den Abb. 6, 7 und 8 sind die Linien gleicher Hauptnormal- und Hauptschubspannungen angegeben. In die Abb. 6 und 7 sind von den Versuchsausführenden an insgesamt drei Stellen die aus den Rechnungsspannungen $\sigma = M/W \pm N/F$ und $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$ errechneten Hauptspannungen gestrichelt umrandet eingetragen. Man sieht, daß auch diese einfachste Rechenmethode zu Werten führt, die der Größenordnung nach mit den gemessenen übereinstimmen und außerdem auf der sicheren Seite liegen.

Es ist im vorstehenden gezeigt worden, daß die bei den amerikanischen Versuchen ermittelten Spannungen mit den rech-

nerisch bestimmten Werten gut übereinstimmen. Es mag noch der Hinweis gestattet sein, daß ein besonderes Augenmerk bei der Konstruktion solcher und ähnlicher Rahmenecken auf die in diesen auftretenden verhältnismäßig hohen Schubspannungen gelegt werden sollte. Bei allen Ecken, die nach den deutschen Bestimmungen die zulässige Schubspannung ausnutzen, dürften die ersten Fließerscheinungen daher schon dicht oberhalb der zulässigen Belastung auftreten.

ÜBER DIE BERECHNUNG RÄUMLICH GEKRÜMMTER STAHLBRÜCKEN.

Von Dr.-Ing. Erich Kühl, Darmstadt.

Inhaltsübersicht: Für räumlich gekrümmte Stahlbrücken mit einem Horizontalverband und vieleckigen Hauptträgern werden die grundlegenden Beziehungen zwischen Momenten und Schnittkräften angegeben. Sie gelten sowohl für den Fall, daß die Hauptträger nur im Grundriß über Flächenkurven gekrümmt sind als auch für die allgemeinere Form, bei der die Hauptträger-Knickpunkte über Raumkurven liegen. Es werden zwei Verfahren zur genauen Berechnung derartiger räumlicher Tragwerke allgemeiner Form entwickelt. Die Anwendung beider Verfahren wird an einem Zahlenbeispiel gezeigt.

A. Einleitung, Grundgleichungen.

Das wesentliche Merkmal räumlich gekrümmter Brücken besteht darin, daß ihre Hauptträger im Grundriß gekrümmt sind. Im Aufriß können die Hauptträger entweder geradlinig verlaufen oder im allgemeinsten Fall die Form einer Kurve besitzen. Bei den räumlich gekrümmten Stahlbrücken unterscheidet man Tragwerke mit stetig gekrümmten und mit vieleckigen Hauptträgern, weiterhin Systeme mit einem und mit zwei Horizontalverbänden. Die folgenden Betrachtungen beziehen sich auf Brücken mit vieleckigen Hauptträgern und einem Horizontalverband. Die Knicke der Hauptträger können auf Flächen- oder Raumkurven liegen. Sie seien jedoch so angeordnet, daß die einzelnen Felder der Hauptträger wie auch die lotrechten Querverbände jeweils ebene Flächen bilden (Abb. 1).

Eine derart ausgebildete räumlich gekrümmte Stahlbrücke

kann aufgefaßt werden als ein Tragwerk, das aus einer Anzahl ebener Scheiben, Hauptträger- und Querträgerscheiben, und einem Horizontalverband zusammengesetzt ist.

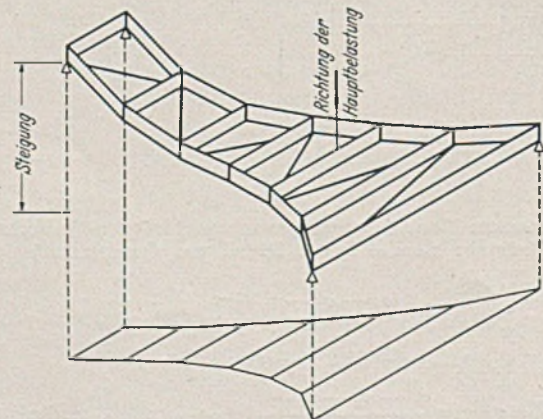


Abb. 1. Räumlich gekrümmte Stahlbrücke mit vieleckigen Hauptträgern und einem Verband. Die Hauptträgerknickpunkte liegen auf Raumkurven.

Über die Gliederung der Scheiben werden keine weiteren Voraussetzungen getroffen. Sie können fachwerkartig oder vollwandig

ausgebildet sein. Bei Fachwerkscheiben besteht hinsichtlich der Art der Ausfachung die gleiche Freiheit wie bei jedem anderen ebenen System. Die Stäbe des Horizontalverbandes liegen zwischen den Knotenpunkten des Tragwerkes, d. h. den Punkten, in denen die Scheiben zusammenstoßen. Der Horizontalverband wird nur ausnahmsweise in eine horizontale Ebene fallen. Die Bezeichnung wird trotzdem beibehalten, um seine Lage im Gegensatz zu den senkrechten Querverbänden, den Querträgerscheiben, zu umschreiben.

Stahlträger sind ihrem Wesen nach Scheiben, d. h. ebene Traggebilde. Sie sind zur Aufnahme von Kräften geeignet, die in ihrer Ebene wirken. Es folgt daraus, daß die an dem gekrümmten Tragwerk angreifenden Kräfte in die Ebenen der einzelnen Scheiben fallen müssen. Beliebig gerichtete Lasten können nur in den Knotenpunkten des Systemes aufgenommen werden. Sie werden dort in entsprechende Teilkräfte zerlegt.

Es wird vorausgesetzt, daß die Ebenen aller zu einem Tragwerk gehörigen Hauptträger- und Querträgerscheiben auf einer gemeinschaftlichen Grundebene, die im allgemeinen mit der Grundrißebene zusammenfällt, senkrecht stehen. Die in den Ebenen der einzelnen Scheiben wirkenden Lasten lassen sich dann stets in zwei Teilkräfte zerlegen: in die Hauptbelastung senkrecht zu der Grundebene und in Teilkräfte in der Ebene des zugehörigen Verbandsfeldes.

Die Hauptbelastung ergibt Beanspruchungen nur in den Hauptträger- und Querträgerscheiben. Ihren Einfluß darzustellen, ist das Ziel dieser Untersuchung. Die Teilkräfte in den Ebenen der Verbandsfelder erzeugen bei Tragwerken, deren Hauptträger Raumkurven folgen, in den Knotenpunkten des Systemes durch die Ablenkung aus ihrer Ebene zur Hauptbelastung parallele Zusatzlasten. In diesem Fall läßt sich die Untersuchung in zwei Teile zerlegen: die Ermittlung der Kräfte in der Ebene der Verbandsfelder und der zugehörigen Zusatzlasten sowie die Berechnung der Beanspruchungen in den Haupt- und Querträgerscheiben infolge der Zusatzlasten. Die erste Aufgabe umfaßt die Zerlegung einer Kraft im Raume nach drei Richtungen, von denen die eine parallel zur Hauptbelastungsrichtung liegt; die zweite ist die gleiche wie bei der Hauptbelastung selbst. Sind die Hauptträger nur nach Flächenkurven gekrümmt, so verschwinden die Zusatzlasten und die Untersuchung des ebenen Verbandes kann nach Zerlegung der angreifenden Lasten unabhängig von dem übrigen Tragwerk durchgeführt werden.

Zur statisch bestimmten, unverschieblichen Abstützung einer räumlich gekrümmten Brücke, die aus Haupt- und Querträgerscheiben sowie einem Horizontalverband zusammengesetzt ist, sind sieben Auflagerstäbe, von denen vier senkrecht zur Grundebene stehen, erforderlich. Infolge der Ausbildung der Lagerkörper werden im allgemeinen mehr Auflagerstäbe vorhanden sein. Auf ihre Wirkung sei hier jedoch nicht näher eingegangen. Durch die Hauptbelastung entstehen nur in den vier lotrechten Auflagerstäben Kräfte.

Werden bei einer räumlich gekrümmten Brücke, deren Hauptträgerknickpunkte auf Raumkurven liegen, die Schnittkräfte in den zu betrachtenden Schnitten der Haupt- und Querträgerscheiben parallel zur Hauptbelastung bzw. senkrecht zur Grundebene gewählt, so ergibt sich, daß Momente und Schnittkräfte von der Neigung der Scheiben gegen die Grundebene unabhängig sind und die Berechnung nur von der Projektion des Tragwerkes auf die Grundebene beeinflußt wird. Die Schnittkräfte und Momente eines nach Raumkurven geformten Systemes stimmen mit den entsprechenden Werten eines Tragwerkes, dessen Projektion auf die Grundebene die gleiche Form wie die des erstgenannten besitzt, dessen Hauptträger aber nur nach Flächenkurven gekrümmt sind, überein.

Für den Fall, daß die Kräfte eines statisch bestimmten Tragwerkes gesucht sind, genügt es also, zunächst den Kraftverlauf eines Systemes mit nach Flächenkurven gekrümmten Hauptträgern zu untersuchen. Erst für den Nachweis der Spannungen in der einzelnen Scheibe wird man die Neigung derselben heranziehen, wenn aus den zur Hauptbelastung parallelen Schnitt-

kräften die Querkräfte und Normalkräfte zu bestimmen sind. Anders ist es bei statisch unbestimmten Systemen. Die Formänderung der einzelnen Scheiben wird von ihren wahren Abmessungen beeinflußt, so daß die Berechnung die Neigung der Scheiben zu berücksichtigen hat. Im folgenden werden statisch bestimmte Systeme behandelt. Da die Untersuchung nur bis zur Ermittlung der Momente und Schnittkräfte durchgeführt wird, ist eine Aussage über die Neigung der einzelnen Scheiben gegen die Grundebene nicht erforderlich.

Betrachtet man den Knotenpunkt m eines Systemes (Abb. 2), so gilt für die Momente in den angrenzenden Scheiben unmittelbar neben dem Knotenpunkt:

$$M_{m, m'} = M_{m, m-1} \cdot c_m$$

$$M_{m, m+1} = M_{m, m-1} \cdot c_m^I$$

Die Beiwerte c_m und c_m^I für die Momentenzerlegung sind von der Grundrißform des Tragwerkes, d. h. von seiner Projektion auf die

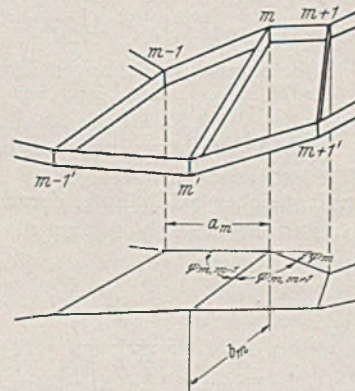


Abb. 2. Ablenkungswinkel und Länge der Scheibenprojektionen am Knotenpunkt m eines geknickten Hauptträgers.

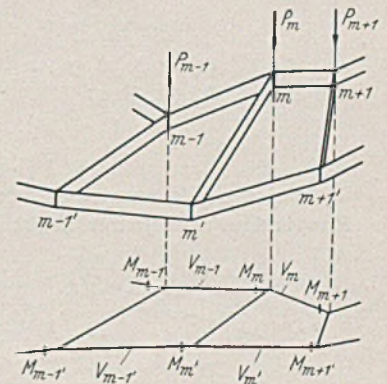


Abb. 3. Äußere Belastung, Momente und Schnittkräfte.

Grundebene abhängig. Beträgt der Ablenkungswinkel zwischen den beiden Hauptträgerscheiben

$$\varphi_m = 2 R - (\varphi_{m, m-1} + \varphi_{m, m+1})$$

so ist:

$$c_m = \frac{\sin \varphi_m}{\sin \varphi_{m, m+1}}$$

$$c_m^I = \frac{\sin \varphi_{m, m-1}}{\sin \varphi_{m, m+1}}$$

Für die Momente und Schnittkräfte der räumlich gekrümmten Tragwerke lassen sich folgende Grundgleichungen aufstellen (Abb. 3).

- (1) $M_m = M_{m-1} \cdot c_{m-1}^I + V_{m-1} \cdot a_m$,
- (2) $V_m = V_{m-1} \pm \frac{I}{b_m} \cdot [M_m \cdot c_m + M_m' \cdot c_m'] - P_m$,
- (3) $M_m' = M_{m-1}' \cdot c_{m-1}^I + V_{m-1}' \cdot a_m'$,
- (4) $V_m' = V_{m-1}' \mp \frac{I}{b_m} [M_m \cdot c_m + M_m' \cdot c_m'] - P_m'$.

In diesen Gleichungen bedeuten:

- M_m = Moment der Scheibe $m-1$, m unmittelbar neben Knoten m ,
- V_m = Schnittkraft in der Scheibe $m, m+1$,
- P_m = Hauptbelastung am Knoten m ,
- a_m = Projektion der Länge der Hauptträgerscheibe $m-1, m$ auf die Grundebene,
- b_m = Projektion der Länge der Querträgerscheibe m, m' auf die Grundebene,

c_m und c_m^I = Beiwerte infolge der Momentenzerlegung.

Die aufgeführten Bezeichnungen gelten für den Hauptträger o. n. Alle dem anderen Hauptträger o' n' zugeordneten Werte sind durch einen oberen Strich gekennzeichnet.

Es wird vorausgesetzt, daß die Belastung des Tragwerkes in den Knotenpunkten angreift, so daß über die Länge jeder Haupt-

trägerscheibe die zugehörige Schnittkraft unverändert bleibt, daß ferner Schnittkraft und Knotenpunktslast entgegengesetzt gerichtet sind.

In den Gl. (2) und (4) ist das mittlere Glied der rechten Seite durch die Krümmung der Hauptträger bedingt. Aus der Ablenkung der Hauptträgermomente in den Knotenpunkten entstehen Teilmomente in der Ebene der Querträgerscheibe, die bei dieser Scheibe Auflagerkräfte von der Größe des Klammersausdruckes hervorrufen. Die Vorzeichen sind entsprechend der Richtung der Auflagerkräfte zu wählen. Ebenso ist bei der Einführung der Momente deren Drehsinn, gleich oder entgegengesetzt, zu beachten.

Die Gl. (2) und (4) enthalten die Momente beider Hauptträger. Es folgt daraus, daß Momente und Schnittkräfte des räumlich gekrümmten Tragwerkes von der Belastung beider Hauptträger abhängen.

Betrachtet man die Brücke mit geraden Hauptträgern als Sonderfall der gekrümmten Brücke, so ergibt sich für alle Knotenpunkte:

$$c_m^I = c_m^{I'} = 1 \quad c_m = c_m' = 0$$

und die Gl. (1) und (2) gehen in die bekannten Gleichungen für den ebenen Träger über:

$$M_m = M_{m-1} + V_{m-1} \cdot a_m \\ V_m = V_{m-1} - P_m$$

Bei der gekrümmten Brücke mit gleicher Feldteilung, deren Hauptträger über konzentrischen Kreisen liegen (Abb. 4), sind die

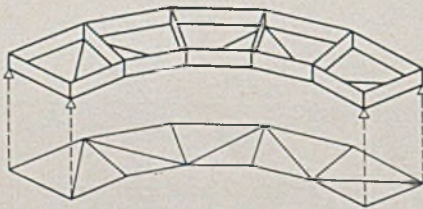


Abb. 4.
Gekrümmte Brücke mit Hauptträgern über konzentrischen Kreisen.

im allgemeinen Fall mit jedem Knoten veränderlichen Werte sämtlich konstant:

$$c_m^I = c_m^{I'} = 1, \quad c_m = c_m' = c, \\ b_m = b, \quad a_m = a, \quad a_m' = i.$$

Die Grundgl. (1) und (2) nehmen dann unter Berücksichtigung der Richtung der Querscheibenaullagerkräfte und des Drehsinnes der Momente folgende Form an:

$$(5) \quad M_m = M_{m-1} + V_{m-1} \cdot a, \\ (6) \quad V_m = V_{m-1} - \frac{c}{b} [M_m + M_m'] - P_m, \\ (7) \quad M_m' = M_{m-1}' + V_{m-1}' \cdot i, \\ (8) \quad V_m' = V_{m-1}' + \frac{c}{b} [M_m + M_m'] - P_m'.$$

Die Gl. (5) und (7) gelten auch für den ebenen Träger mit konstanter Feldweite a bzw. i . Diese Tatsache wird von Gottfeld [2]¹ benutzt, um für den Sonderfall die Berechnung des räumlich gekrümmten Systemes auf die Berechnung eines ebenen Trägers zurückzuführen.

Die Grundgleichungen gestatten es, bei bekannten Auflagerkräften die Momente und Schnittkräfte für jeden Punkt des räumlich gekrümmten Systemes zu ermitteln. Die Berechnung erfolgt schrittweise, von Knoten zu Knoten fortschreitend. Sie ist damit auf die Untersuchung einer Reihe von einfachen, ebenen Scheiben zurückgeführt.

Im allgemeinen ist es nun nicht möglich, wie bei einem ebenen Tragwerk die Auflagerkräfte mit Hilfe der auf das ganze System angewandten Gleichgewichtsbedingungen anzugeben. Es stehen im Raume sechs Gleichgewichtsbedingungen zur Verfügung: je eine Momenten- und Komponentengleichung für jede Achse des Koordinatensystemes. Für die vier zur Grundrißebene senkrechten Auflagerkräfte, die im vorliegenden Fall — da es sich um die Beanspruchung durch die Hauptbelastung handelt — gesucht sind, kommen von sechs Gleichungen nur zwei Momenten- und eine

Komponentengleichung in Betracht. Sie reichen zur Bestimmung der Unbekannten nicht aus.

Eine Ausnahme machen die Systeme mit symmetrischer Grundrißanordnung, wenn die Belastung gleichfalls symmetrisch erfolgt. In diesem Fall ergibt sich aus der Symmetrie eine vierte Bedingung für die Auflagerkräfte. Diese können unmittelbar angegeben und damit auch die Momente und Schnittkräfte in den einzelnen Scheiben mit Hilfe der Grundgleichungen schrittweise — am Auflager beginnend — berechnet werden.

In den folgenden Abschnitten soll nun gezeigt werden, wie die Auffindung der Momente und Schnittkräfte des räumlich gekrümmten Brückentragwerkes trotz der genannten Schwierigkeit durchgeführt werden kann. Dabei werden zwei verschiedene Wege beschrieben: Ausgehend von den Grundgleichungen werden einmal für das räumliche Tragwerk ähnliche Beziehungen zwischen den Momenten der aufeinanderfolgenden Knotenpunkte und den angreifenden Lasten aufgestellt, wie sie für den ebenen Träger bestehen. Diese Beziehungen, für alle zwischen den Auflagerpunkten liegenden Knoten beider gekrümmten Hauptträger angeschrieben, bilden ein System fünfgliedriger Gleichungen. Die Auflösung des Gleichungssystemes liefert unmittelbar die Momente in den Hauptträgerscheiben. Die übrigen statischen Größen lassen sich aus den Hauptträgermomenten ableiten.

Das zweite Verfahren benutzt den Gedanken, das Tragwerk, das in seiner ursprünglichen statischen Form schwer zu behandeln ist, durch ein gleichwertiges, leichter angreifbares zu ersetzen. Durch Umwandlung des zunächst in den vier Endpunkten der Hauptträger unterstützten Systemes in ein auskragendes Tragwerk, bei dem die Auflager unter den vier Eckpunkten eines Feldes angeordnet sind, gelingt es, zunächst die Kräfte dieses Grundsystemes zu errechnen. Die Umwandlung wird mit Hilfe des Ersatzstabverfahrens ausgeführt. Die Momente und Schnittkräfte des Ausgangssystemes werden in der bekannten Weise durch Superposition gefunden.

B. Berechnung der Momente und Schnittkräfte aus den Momentengleichungen.

Eliminiert man aus den Gl. (1) und (2) bzw. (3) und (4) die Schnittkräfte V und V' , so ergeben sich für das räumlich gekrümmte Tragwerk Gleichungen, in denen nur die Momente und die äußere, in den Knotenpunkten angreifende Belastung vorkommen. Es ist

$$M_m = M_{m-1} \cdot c_{m-1}^I + V_{m-1} \cdot a_m$$

und

$$M_{m+1} = M_m \cdot c_m^I + V_m \cdot a_{m+1},$$

aus den beiden Gleichungen folgt:

$$V_{m-1} = \frac{1}{a_m} [M_m - M_{m-1} \cdot c_{m-1}^I]$$

und

$$V_m = \frac{1}{a_{m+1}} [M_{m+1} - M_m \cdot c_m^I].$$

Setzt man diese Werte in Gl. (2) ein, so wird:

$$(9) \quad \begin{cases} M_{m-1} \cdot \frac{c_{m-1}^I}{a_m} - M_m \left[\frac{1}{a_m} + \frac{c_m^I}{a_{m+1}} \pm \frac{c_m}{b_m} \right] + M_{m+1} \frac{1}{a_{m+1}} \\ \mp M_m' \frac{c_m'}{b_m} = -P_m. \end{cases}$$

Für den anderen Träger ist entsprechend:

$$(10) \quad \begin{cases} M_{m-1}' \frac{c_{m-1}'}{a_m'} - M_m' \left[\frac{1}{a_m'} + \frac{c_m'}{a_{m+1}'} \mp \frac{c_m'}{b_m} \right] \\ + M_{m+1}' \frac{1}{a_{m+1}'} \pm M_m \frac{c_m}{b_m} = -P_m'. \end{cases}$$

Mit den Abkürzungen:

$$\frac{c_{m-1}^I}{a_m} = \alpha_{m, m-1} \quad \frac{c_m^I}{a_{m+1}} = \alpha_{m', m-1}'$$

¹ Vgl. Schriftumsverzeichnis Nr. 2.

$$-\left[\frac{I}{a_m} + \frac{c_m}{a_{m+1}} \pm \frac{c_m}{b_m}\right] = \alpha_{m,m} \quad -\left[\frac{I}{a_{m'}} + \frac{c_{m'}}{a_{m+1}} \mp \frac{c_{m'}}{b_m}\right] = \alpha_{m',m'}$$

$$\frac{I}{a_{m+1}} = \alpha_{m,m+1} \quad \frac{I}{a_{m+1'}} = \alpha_{m',m+1'}$$

$$\mp \frac{c_m}{b_m} = \alpha_{m,m'} \quad \pm \frac{c_{m'}}{b_m} = \alpha_{m',m}$$

nehmen die Gl. (9) und (10) die Form an:

$$(11) \quad \begin{cases} \alpha_{m,m-1} M_{m-1} + \alpha_{m,m} M_m + \alpha_{m,m+1} M_{m+1} + \alpha_{m,m'} \cdot M_{m'} \\ = -P_m. \end{cases}$$

$$(12) \quad \begin{cases} \alpha_{m',m-1'} M_{m-1'} + \alpha_{m',m} M_m + \alpha_{m',m+1'} M_{m+1'} \\ + \alpha_{m',m} \cdot M_m = -P_{m'}. \end{cases}$$

Unbekannte Momente treten an allen zwischen den Auflagern gelegenen Knotenpunkten auf. Besitzt das Tragwerk n Felder, so ist die Zahl der Momente für jeden Hauptträger $n - 1$, insgesamt also $2(n - 1)$. Zu ihrer Bestimmung ist für jeden dieser Knotenpunkte eine Gl. (11) bzw. (12) anzuschreiben, zusammen ebenfalls $2(n - 1)$ Gleichungen. Sie enthalten als Unbekannte nur die Momente, als Belastungsglieder nur die in den Knotenpunkten angreifende Hauptbelastung. Die Beiwerte der Momente sind Zahlenwerte, die von den Abmessungen des Systemes abhängen.

In den Gleichungen — mit Ausnahme der zu jedem Hauptträger gehörigen ersten und letzten — treten jeweils drei Momente des Hauptträgers auf, dem das Belastungsglied zugeordnet ist; daneben ein Moment des anderen Trägers.

Die Gleichungen sind fünfgliedrig. In dem nachstehenden Schema ist ein Teil des zu einem gekrümmten Tragwerk gehörigen Gleichungssystemes angeschrieben.

		M_{m-2}	M_{m-1}	$M_{m-1'}$	M_m	$M_{m'}$	M_{m+1}	$M_{m+1'}$	M_{m+2}	
(13)	$m - 1'$	$\alpha_{m-1', m-2}$	$\alpha_{m-1', m-1}$	$\alpha_{m-1', m-1'}$		$\alpha_{m-1', m'}$				$= -P_{m-1'}$
	m		$\alpha_{m, m-1}$		$\alpha_{m, m}$	$\alpha_{m, m'}$	$\alpha_{m, m+1}$			$= -P_m$
	m'			$\alpha_{m', m-1'}$	$\alpha_{m', m}$	$\alpha_{m', m'}$		$\alpha_{m', m+1'}$		$= -P_{m'}$
	$m + 1$				$\alpha_{m+1, m}$		$\alpha_{m+1, m+1}$	$\alpha_{m+1, m+1'}$	$\alpha_{m+1, m+2}$	$= -P_{m+1}$

Die Elemente der Matrix liegen symmetrisch zur Hauptdiagonalen. Die Werte α_{ik} und α_{ki} sind jedoch nicht gleich. Dabei ist es ohne Belang, ob das Tragwerk in seiner Grundrißprojektion Symmetrieachsen besitzt oder nicht.

Die genaue Auflösung des Gleichungssystemes erfolgt nach den bekannten mathematischen Methoden. Über die Möglichkeit der Anwendung zweckmäßiger Näherungsverfahren sind zur Zeit Untersuchungen im Gang, deren Ergebnis in einer weiteren Veröffentlichung mitgeteilt werden soll. Die Lösung der Gleichungen liefert die Momente in den Hauptträgerscheiben neben den Knotenpunkten, und zwar für alle Knoten an der gleichen Seite, die dem Knoten mit der nächst niederen Ordnungsziffer zugekehrt ist. Das Moment in der Hauptträgerscheibe auf der anderen Seite des Knotens und in der Querträgerscheibe ergibt sich mit den bereits früher angeschriebenen Beziehungen zwischen den Momenten eines Knotenpunktes:

$$M_{m, m+1} = M_{m, m-1} \cdot c_m^I$$

$$M_{m, m'} = M_{m, m-1} \cdot c_m$$

Die Schnittkräfte werden mit Hilfe der Gl. (1) errechnet:

$$V_{m-1} = \frac{I}{a_m} [M_m - M_{m-1} \cdot c_{m-1}^I]$$

Bezeichnen o und n die Endknotenpunkte des einen gekrümmten Hauptträgers, so geht diese Beziehung für $m = 1$ und $m = n$ über in

$$(14) \quad V_0 = A_0 = \frac{M_1}{a_1}$$

und

$$(15) \quad V_{n-1} = B_n = -M_{n-1} \cdot \frac{1}{a_n}$$

Die Schnittkräfte V_0 und V_{n-1} entsprechen den Auflagerkräften A_0 und B_n des Trägers, die damit in sehr einfacher Weise aus den Momenten der benachbarten Knotenpunkte gefunden werden.

Betrachtet man wieder den ebenen Träger als Sonderfall des gekrümmten Tragwerkes, so nehmen die Beiwerte der Momente in Gl. (9) bzw. (11) unter Berücksichtigung der Größe von c_m^I und c_m die folgenden Werte an:

$$\alpha_{m, m-1} = \frac{I}{a_m}$$

$$\alpha_{m, m} = -\left[\frac{I}{a_m} + \frac{I}{a_{m+1}}\right]$$

$$\alpha_{m, m+1} = \frac{I}{a_{m+1}}$$

Die Gl. (9) vereinfacht sich dann zu der bekannten Beziehung zwischen Momenten und äußeren Lasten des ebenen Trägers²:

$$M_{m-1} \cdot \frac{I}{a_m} - M_m \left[\frac{I}{a_m} + \frac{I}{a_{m+1}}\right] + M_{m+1} \cdot \frac{I}{a_{m+1}} = -P_m$$

Die Gleichung für den ebenen Träger ist dreigliedrig. Es fehlen in ihr gegenüber Gl. (9) alle Größen, die durch die Ablenkung des gekrümmten Trägers bedingt sind.

Die bisher abgeleiteten Beziehungen haben Gültigkeit für den räumlich gekrümmten Träger allgemeiner Form. Es sei anschließend noch auf zwei Sonderfälle eingegangen, bei denen infolge der Bauart des Tragwerkes wesentliche Vereinfachungen eintreten.

Besitzt das Tragwerk nur einen gekrümmten Hauptträger, während der andere gerade ist (Abb. 5) — solche Systeme sind z. B. bei der Straßenbrücke über die Elbe bei Meißen in den Landöffnungen verwandt worden, um einen guten Anschluß an

die Uferstraße zu erzielen —, so nehmen die vom geraden Hauptträger abhängigen Beiwerte die gleiche Größe wie beim ebenen Träger an. Es ist

$$\alpha_{m, m'} = 0, \quad \alpha_{m', m'} = -\left[\frac{I}{a_{m'}} + \frac{I}{a_{m+1'}}\right]$$

$$\alpha_{m', m-1'} = \frac{I}{a_{m'}}, \quad \alpha_{m', m+1'} = \frac{I}{a_{m'+1}}$$

Die übrigen Beiwerte bleiben.

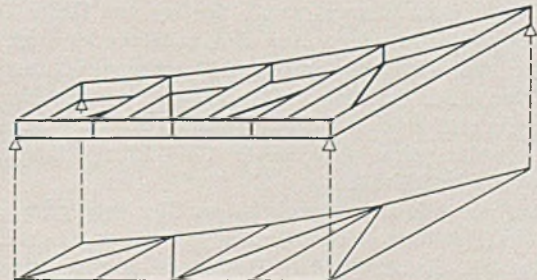


Abb. 5. Brücke mit einem geraden und einem gekrümmten Hauptträger.

Mit $\alpha_{m, m'} = 0$ wird auch das Glied $\alpha_{m, m'} \cdot M_{m'}$ der m -ten Gleichung zu Null. Man erkennt, daß die Momente des gekrümmten Hauptträgers damit unabhängig von der Beanspruchung des geraden Trägers werden. Das Gleichungssystem (13) zerfällt in zwei Teilsysteme (16) und (17), die beide nur dreigliedrige Gleichungen enthalten.

Die Gl. (17) entsprechen den Gleichungen eines gewöhnlichen

² Gr ü n i n g: Statik der ebenen Tragwerke, S. 82.

(16)	$n-1$	M_{m-2}	M_{m-1}	M_m	M_{m+1}	M_{m+2}	
	m	$\alpha_{m-1, m-2}$	$\alpha_{m-1, m-1}$	$\alpha_{m-1, m}$	$\alpha_{m, m+1}$		$= -P_{m-1}$
	$m+1$		$\alpha_{m, m-1}$	$\alpha_{m, m}$	$\alpha_{m, m+1}$	$\alpha_{m+1, m+2}$	$= -P_m$
				$\alpha_{m+1, m}$	$\alpha_{m+1, m+1}$		$= -P_{m+1}$

(17)	$m-1'$	M_{m-2}'	M_{m-1}'	M_m'	M_{m+1}'	M_{m+2}'	
	m'	$\alpha_{m-1', m-2}'$	$\alpha_{m-1', m-1}'$	$\alpha_{m-1', m}'$	$\alpha_{m', m+1}'$		$= -P_{m-1}' - \alpha_{m-1', m-1}' \cdot M_{m-1}$
	$m+1'$		$\alpha_{m', m-1}'$	$\alpha_{m', m}'$	$\alpha_{m', m+1}'$	$\alpha_{m+1', m+2}'$	$= -P_m' - \alpha_{m', m} \cdot M_m$
				$\alpha_{m+1', m}'$	$\alpha_{m+1', m+1}'$		$= -P_{m+1}' - \alpha_{m+1', m+1}' \cdot M_{m+1}$

Trägers, der in seinen Knotenpunkten durch äußere Kräfte und die Auflagerkräfte der Querträgerscheiben aus der Hauptträgerkrümmung belastet ist. Die Auflagerkräfte ergeben sich aus den im Teilsystem (16) errechneten Momenten. Zur Auffindung der Schnittkräfte und Momente des geraden Trägers ist es natürlich nicht notwendig, das Gleichungssystem (17) zu lösen. Der Träger wird vielmehr wie jeder andere ebene Träger behandelt.

Durch die Spaltung der Momentengleichungen in zwei Gruppen, von denen nur eine aufgelöst werden braucht, wird für das vorgelegte Tragwerk mit nur einem gekrümmten Hauptträger der Umfang der Rechnung stark vermindert. An Stelle von $2(n-1)$ fünfgliedrigen Gleichungen sind nur $n-1$ dreigliedrige zu lösen.

Es wurde bereits gezeigt, daß für den Sonderfall der gleichen Feldteilung und Krümmung der Hauptträger über zwei konzentrischen Kreisen die allgemein mit dem Punkt m veränderlichen Beiwerte der Momente in den Grundgleichungen konstant sind. Die Koeffizienten der Momente in den Momentengleichungen sind dann:

$$\alpha_{m, m-1} = \alpha_{m, m+1} = \frac{1}{a} \quad \text{und} \quad \alpha_{m', m-1}' = \alpha_{m', m+1}' = \frac{1}{i}$$

$$\alpha_{m, m} = -\left[\frac{2}{a} - \frac{c}{b} \right] \quad \alpha_{m', m}' = -\left[\frac{2}{i} + \frac{c}{b} \right]$$

$$\alpha_{m, m'} = +\frac{c}{b} \quad \alpha_{m', m} = -\frac{c}{b}$$

wobei a die Feldweite des äußeren Hauptträgers, i diejenige des inneren und b die Länge der Querscheiben bedeutet, während $c = 2 \cdot \sin \frac{\varphi}{2}$ ist.

Die allgemeinen Momentengleichungen (9) und (10) vereinfachen sich damit zu den Gleichungen mit unveränderlichen Beiwerten.

$$(18) \quad M_{m-1} - \left[2 - \frac{ac}{b} \right] \cdot M_m + M_{m+1} + \frac{ac}{b} \cdot M_m' = -a \cdot P_m$$

$$(19) \quad M_{m-1}' - \left[2 + \frac{ic}{b} \right] \cdot M_m' + M_{m+1}' - \frac{ic}{b} \cdot M_m = -i \cdot P_m'$$

Die Gleichungen können als ein System von Differenzgleichungen angesehen werden. Aus den miteinander verknüpften Gleichungen läßt sich eine einzige Differenzgleichung vierten Grades bilden, die in der üblichen Weise gelöst werden kann¹.

Die charakteristische Gleichung kann aber auch unmittelbar gewonnen werden, ohne daß vorher die Bildung einer einzigen Gleichung erforderlich wäre².

Die Auflösung der charakteristischen Gleichung gestaltet sich, trotzdem die Gleichung vierten Grades von symmetrischer Bauart ist, umständlich. Es besteht kein Bedarf, sie in allgemeiner Form weiter zu verfolgen, da für den Sonderfall bereits früher von Gottfeld [2] eine exakte Lösung mit geschlossenen Ausdrücken für die Momente und Querkräfte angegeben wurde.

C. Berechnung der Momente und Schnittkräfte unter Benutzung des Grundsystemes.

Jedes räumlich gekrümmte Tragwerk läßt sich in ein System

¹ Funk: Die linearen Differenzgleichungen und ihre Anwendung in der Theorie der Baukonstruktionen. S. 19.

² Bleich-Melan: Die gewöhnlichen und partiellen Differenzgleichungen der Baustatik. S. 72.

— im folgenden als Grundsystem bezeichnet — umwandeln, das einer von Knotenpunkt zu Knotenpunkt fortschreitenden Berechnung ohne vorhergehende Ermittlung der Auflagerkräfte zugänglich ist. Das Grundsystem besitzt die gleiche geometrische Form wie das Ausgangstragwerk, es ist jedoch anders gestützt und der Horizontalverband fehlt (Abb. 6). Die vier lotrechten Auflagerstäbe

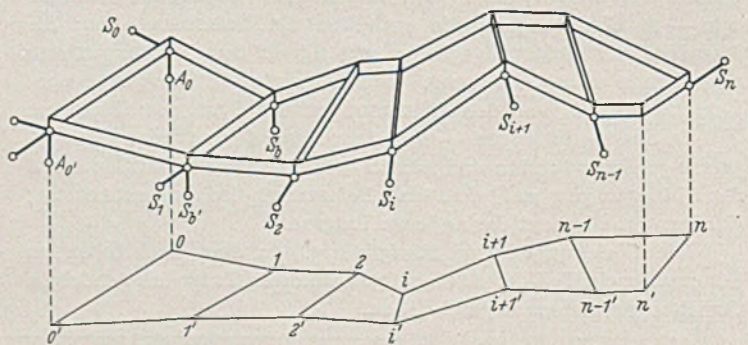


Abb. 6. Grundsystem zu dem in Abb. 7 dargestellten Tragwerk. Das Feld 0, 1 bildet die Grundzelle.

sitzen unter den Eckpunkten eines Feldes, der Grundzelle. Außerdem sind alle Querträgerscheiben und die beiden Hauptträgerscheiben der Grundzelle durch einen Stab in ihrer Ebene gestützt. Von der Grundzelle krägt das Tragwerk nach einer oder zwei Seiten aus.

Man kann sich das Grundsystem auf folgende Weise entstanden denken: An die vier Scheiben der Grundzelle, die statisch bestimmt und unverschieblich durch acht Auflagerstäbe gelagert sind, werden in den Eckpunkten 1 und 1' je ein Kragträger angeschlossen. Zwischen die Endpunkte 2 und 2' der beiden Kragträger wird eine Querträgerscheibe eingehängt. Diese bedarf zu ihrer unverschieblichen Stützung noch eines Stabes S_2 , der in ihrer Ebene liegt, aber nicht parallel zur Hauptbelastungsrichtung verläuft. In den Eckpunkten 2 und 2' der zweiten Zelle werden wieder Kragträger angeschlossen, zwischen deren Endpunkten eine weitere Querträgerscheibe eingefügt und so fort.

Es läßt sich leicht übersehen, daß das Grundsystem für alle Belastungen, die in den Trägerebenen wirken bzw. für beliebige in den Knotenpunkten angreifende Lasten statisch bestimmt und unverschieblich ist. Man kann weiter erkennen, daß die schrittweise Berechnung des Tragwerkes möglich ist, wenn man bei Knotenpunkt n oder n' beginnt und rückwärts Scheibe um Scheibe ab baut. Wird das Grundsystem nur durch die Hauptbelastung beansprucht, so bleiben dabei die Auflagerstäbe $S_0, S_1, S_2, \dots, S_n$ spannungslos und die Momente und Schnittkräfte in den Haupt- und Querträgerscheiben ergeben sich unmittelbar nach den Grundgleichungen. Aus den Momenten und Schnittkräften, die an der Grundzelle angreifen, werden schließlich die Auflagerkräfte des Grundsystemes gefunden.

Besitzt das Ausgangstragwerk n Felder, so sind n Grundsysteme für das Tragwerk möglich. Man kann diese Tatsache benutzen, um Kontrollrechnungen mit verschiedenen Grundsystemen durchzuführen.

Die Umwandlung des Ausgangssystemes in das Grundsystem

erfolgt durch Anwendung des Ersatzstabverfahrens³ auf die Stäbe des Horizontalverbandes und auf zwei oder vier der lotrechten Auflagerstäbe (Abb. 7). Die Zahl der lotrechten Lagerstäbe wird durch die Lage der Grundzelle bestimmt. Bildet ein Endfeld des Tragwerkes die Grundzelle, so sind zwei Auflagerstäbe zu vertauschen; liegt sie in einem mittleren Feld, so ist die Stabvertauschung für alle vier Stäbe durchzuführen.

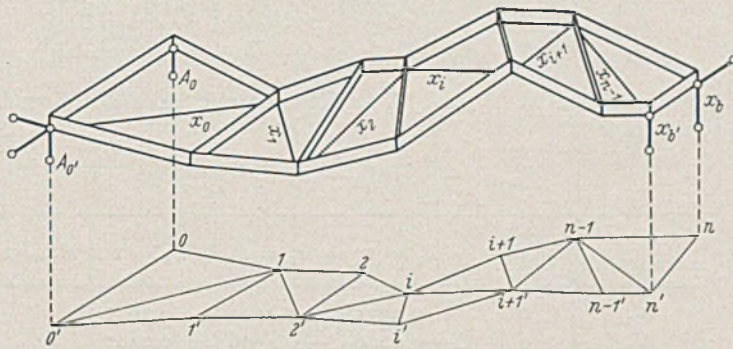


Abb. 7. Räumlich gekrümmtes Tragwerk allgemeiner Form. Ausgangssystem.

Eine beliebige statische Größe des Ausgangssystems ist dann bekanntlich gegeben durch die Beziehung:

$$(20) \quad \begin{cases} S_i = S_{ip} + X_b S_{ib} + X_{b'} S_{ib'} + X_o S_{io} + X_i S_{ii} + \dots \\ \quad + X_{n-i} \cdot S_{i, n-i} \end{cases}$$

In dieser Gleichung bedeuten:

$X_b, X_{b'}, X_o, \dots, X_{n-i}$ die wirklichen Stabkräfte in den durch die Umwandlung beseitigten Stäben des Ausgangssystems.

$S_{ip}, S_{ib}, S_{ib'}, S_{io}, S_{ii}, \dots, S_{i, n-i}$ der Wert der gesuchten Größe S_i am Grundsystem infolge Belastung des Grundsystems mit äußerer Last, mit den Kräften $X_b = 1, X_{b'} = 1, X_o = 1, \dots, X_{n-i} = 1$.

Die Gl. (20) gilt auch für die Stabkräfte in den Ersatzstäben.

Da die Stabkräfte der Ersatzstäbe im Ausgangssystem Null sein müssen, so stehen zur Berechnung der wirklichen Stabkräfte der beseitigten $n+2$ Stäbe die folgenden $n+2$ Gleichungen zur Verfügung:

	X_b	$X_{b'}$	X_o	X_i	X_i	X_{n-2}	X_{n-1}	
b	S_{bb}	$S_{bb'}$	S_{bo}	S_{bi}	S_{bi}	$S_{b, n-2}$	$S_{b, n-1}$	= S_{bp}
b'	$S_{b'b}$	$S_{b'b'}$	$S_{b'o}$	$S_{b'i}$	$S_{b'i}$	$S_{b', n-2}$	$S_{b', n-1}$	= $S_{b'p}$
o	S_{ob}	$S_{ob'}$	S_{oo}	S_{oi}	S_{oi}	$S_{o, n-2}$	$S_{o, n-1}$	= S_{op}
i	S_{ib}	$S_{ib'}$	S_{io}	S_{ii}	S_{ii}	$S_{i, n-2}$	$S_{i, n-1}$	= S_{ip}
n-2	$S_{n-2, b}$	$S_{n-2, b'}$	$S_{n-2, o}$	$S_{n-2, i}$	$S_{n-2, i}$	$S_{n-2, n-2}$	$S_{n-2, n-1}$	= $S_{n-2, p}$
n-1	$S_{n-1, b}$	$S_{n-1, b'}$	$S_{n-1, o}$	$S_{n-1, i}$	$S_{n-1, i}$	$S_{n-1, n-2}$	$S_{n-1, n-1}$	= $S_{n-1, p}$

Wird das Tragwerk nur durch die Hauptbelastung beansprucht, so bleiben am Grundsystem alle Ersatz-Auflagerstäbe S_o bis S_{n-1} sowie die übrigen drei Auflagerstäbe, die nicht parallel zur Hauptbelastungsrichtung liegen, unbelastet; nur die vier Stäbe A_o, A_o', S_b und $S_{b'}$ erhalten Kräfte. Das Gleichungssystem (21) vereinfacht sich dadurch zu den beiden Gleichungen:

$$(22) \quad \begin{cases} S_b = S_{bp} \\ S_{b'} = S_{b'p} \end{cases}$$

Aus ihnen werden die Auflagerkräfte $B_n = X_b$ und $B_n' = X_{b'}$ des Ausgangssystems bestimmt. Die Momente und Schnittkräfte für den Hauptträger o n des Ausgangssystems sowie die Auflagerkraft A_o des nicht vertauschten Lagerstabes ergeben sich schließ-

lich nach Gl. (20) zu:

$$\begin{aligned} M_n &= M_{np} + X_b M_{mb} + X_{b'} M_{n, b'} \\ V_n &= V_{np} + X_b V_{mb} + X_{b'} V_{n, b'} \\ A_o &= A_{op} + X_b A_{ob} + X_{b'} A_{o, b'}. \end{aligned}$$

Die entsprechenden Werte des Hauptträgers o' n' werden auf gleiche Weise gefunden.

Auch bei der Untersuchung mit diesem Verfahren treten für die beiden Sonderfälle Vereinfachungen ein. Bei dem Tragwerk mit einem geraden und einem gekrümmten Hauptträger wirken alle Lasten, die auf dem geraden Träger angreifen, im Grundsystem und im Ausgangssystem nur auf diesen Träger ein, während der gekrümmte Hauptträger ohne Spannung bleibt. Das bedeutet, daß die Momente und Schnittkräfte im Grundsystem nur für diejenigen Lasten, die auf dem gekrümmten Träger angreifen, mit Hilfe der Grundgleichungen bestimmt werden müssen. Man vergleiche das Beispiel im nächsten Abschnitt.

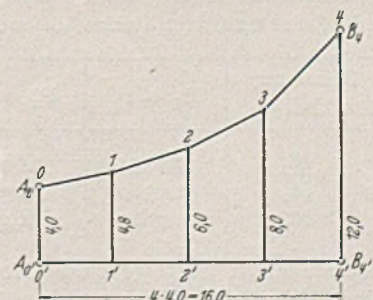
Bei dem Tragwerk mit Hauptträgern über konzentrischen Kreisen gestaltet sich die Ermittlung der Einflußlinien am Grundsystem sehr einfach. Allgemein ist es notwendig, um an einem räumlich gekrümmten Grundsystem die Einflußlinie für eine statische Größe zu erhalten, die Last $P = 1$ nacheinander in sämtlichen Knoten anzusetzen und alle Momente, Schnitt- und Auflagerkräfte mit Hilfe der Grundgleichungen zu errechnen. In dem vorliegenden Sonderfall genügt es, die Lasten nacheinander in dem Endknoten n des äußeren und n' des inneren Hauptträgers angreifen zu lassen. In den Momenten und Schnittkräften für diese beiden Lastfälle sind die Momente und Schnittkräfte für alle übrigen Laststellungen zwischen o und n bzw. o' und n' enthalten. Es entspricht z. B. bei einem Tragwerk mit acht Feldern das Moment M_6 infolge der im Knotenpunkt 8 angreifenden Last $P = 1$ dem Moment M_1 unter der im Knoten 3 wirkenden Lastenheit.

D. Beispiel.

Die Anwendung beider Verfahren sei im folgenden an einem Beispiel gezeigt. Es wird dazu ein Tragwerk mit einem geraden und einem gekrümmten Hauptträger (Abb. 8) gewählt, um die Rechnung nicht zu umfangreich zu gestalten. Die Querträger haben gleiche Abstände und stehen im Grundriß senkrecht zu dem geraden Hauptträger. Das System ist in den Endpunkten der Haupt-

träger durch je einen vertikalen Auflagerstab, außerdem durch drei horizontale Stäbe gestützt. Es wird durch Kräfte parallel zur Hauptbelastungsrichtung beansprucht. Die Stäbe des Horizontal-

Abb. 8. Brücke mit einem geraden und einem gekrümmten Hauptträger. Grundriß.



verbandes wie auch die drei horizontalen Auflagerstäbe erhalten keine Spannung. Sie sind in der Systemskizze deshalb fortgelassen. Die Hauptträger können im Aufriß gerade oder gekrümmt sein.

³ Müller-Breslau: Graphische Statik I, S. 497.

Für die Momente, Schnitt- und Auflagerkräfte sollen Einflußlinien entwickelt werden.

Systemabmessungen.

m	$\varphi_{m,m-1}$	$\varphi_{m,m+1}$	φ_m	a_m	b_m
0		101° 18' 35,8''	0	0	4,00
1	78° 41' 24,2''	106° 41' 57,3''	5° 23' 21,5''	4,079216	4,80
2	73° 18' 02,7''	116° 33' 54,2''	9° 51' 56,9''	4,176122	6,00
3	63° 26' 05,8''	135° 0' 0''	18° 26' 05,8''	4,472136	8,00
4	45° 0' 0''		0	5,656854	12,00

Beiwerte c_m und Hilfwerte.

m	c_m	c_m^I	$\frac{c_m}{b_m}$	$\frac{c_m^I}{a_{m+1}}$
0	0	0	0	0
1	0,098058	1,023756	0,020429	0,245145
2	0,191565	1,070882	0,031928	0,239456
3	0,448203	1,264911	0,056025	0,223607
4	0	0	0	0

1. Lösung mit Hilfe der Momentengleichungen.

Es werden zunächst die Momente M_1, M_2, M_3 des gekrümmten Trägers aufgesucht. Zu ihrer Ermittlung stehen drei Gl. (16) zur Verfügung.

	M_1	M_2	M_3	
1	$-\left[\frac{1}{a_1} + \frac{c_1^I}{a_2} + \frac{c_1}{b_1}\right]$	$+\frac{1}{a_2}$	0	$= -P_1$
2	$+\frac{c_1^I}{a_2}$	$-\left[\frac{1}{a_2} + \frac{c_2^I}{a_3} + \frac{c_2}{b_2}\right]$	$+\frac{1}{a_3}$	$= -P_2$
3	0	$+\frac{c_2^I}{a_3}$	$-\left[\frac{1}{a_3} + \frac{c_3^I}{a_4} + \frac{c_3}{b_3}\right]$	$= -P_3$

Im vorliegenden Fall ist wegen der gleichen Feldteilung:

$$\frac{1}{a_1} = \frac{c_1^I}{a_2}, \quad \frac{1}{a_2} = \frac{c_2^I}{a_3} \quad \text{und} \quad \frac{1}{a_3} = \frac{c_3^I}{a_4}$$

Setzt man die Zahlenwerte ein, so ergibt sich:

M_1	M_2	M_3	
-0,510719	+0,239456	0	$= -P_1$
+0,245145	-0,510840	+0,223606	$= -P_2$
	+0,239456	-0,503239	$= -P_3$

Um die Ordinaten der Einflußlinien zu gewinnen, werden die Gleichungen für die drei Normalbelastungsfälle

1. $P_1 = 1, P_2 = 0, P_3 = 0,$
2. $P_1 = 0, P_2 = 1, P_3 = 0,$
3. $P_1 = 0, P_2 = 0, P_3 = 1$ gelöst.

Das Ergebnis ist in der folgenden Tafel zusammengestellt. Dabei wurden die Zahlen auf vier Stellen hinter dem Komma abgerundet.

Belastungsfall	$P_1 = 1$	$P_2 = 1$	$P_3 = 1$
M_1	2,7354	1,6195	0,7197
M_2	1,6580	3,4542	1,5348
M_3	0,7889	1,6436	2,7174

Die errechneten Werte geben die Momente in den Hauptträgerscheiben unmittelbar links von den Knotenpunkten an. Die Momente in den Hauptträgerscheiben rechts von den Knoten und in den Querträgerscheiben findet man durch Multiplikation mit den Beiwerten c_m^I und c_m .

Die Auflagerkräfte des gekrümmten Trägers errechnen sich aus:

$$A_0 = \frac{M_1}{a_1} \quad \text{und} \quad B_1 = \frac{M_3}{a_1} \cdot c_3^I$$

Belastungsfall	$P_0 = 1$	$P_1 = 1$	$P_2 = 1$	$P_3 = 1$	$P_4 = 1$
A_0	1,0	0,6706	0,3970	0,1764	0
B_1	0	0,1764	0,3675	0,6076	1,0

Die Schnittkräfte V_1 und V_2 findet man mit Hilfe der Grundgleichung:

$$V_{m-1} = \frac{1}{a_m} [M_m - M_{m-1} \cdot c_{m-1}^I]$$

Belastungsfall	$P_0 = 1$	$P_1 = 1$	$P_2 = 1$	$P_3 = 1$	$P_4 = 1$
V_1	0	-0,2735	+0,4301	+0,1911	0
V_2	0	-0,2206	-0,4596	+0,2401	0

Die Belastung des geraden Trägers ist ohne Einfluß auf den gekrümmten Hauptträger. Die Einflußlinien (Abb. 9) für alle Größen des gekrümmten Trägers erstrecken sich über den Träger selbst und über die Querträgerscheiben.

Andererseits wird jedoch der gerade Träger durch die Belastung des gekrümmten Trägers in Spannung versetzt. Die Einflußlinien für seine Momente, Schnitt- und Auflagerkräfte erstrecken sich also auch über die Querträgerscheiben und den gekrümmten Träger. Der Teil der Einflußlinien über dem geraden Träger selbst hat die gleiche Form wie beim gewöhnlichen Balken. Um zu den Ordinaten des anderen Teiles zu gelangen, ist es zunächst notwendig, die Auflagerkräfte der Querträgerscheiben infolge ihrer Belastung mit den Teilmomenten des gekrümmten Hauptträgers zu ermitteln.

Der Wert dieser Kräfte ist in den Gl. (2) und (4) durch den Ausdruck $\pm \frac{1}{b_m} [M_m \cdot c_m + M_m' \cdot c_m']$ dargestellt. Da für den geraden Träger $c_m' = 0$ ist, so wird im vorliegenden Fall

$$\Delta V_m' = -M_m \cdot \frac{c_m}{b_m}$$

Die ausgerechneten Werte betragen:

Belastungsfall	$P_1 = 1$	$P_2 = 1$	$P_3 = 1$
$\Delta V_1'$	0,0559	0,0331	0,0147
$\Delta V_2'$	0,0530	0,1103	0,0490
$\Delta V_3'$	0,0442	0,0922	0,1522

Wird der gerade Träger mit diesen Kräften belastet, so ergeben sich seine Momente, Schnittkräfte und Auflagerkräfte für die auf dem gekrümmten Träger angreifende Belastung. Als Beispiel seien die Werte für die beiden Auflagerkräfte A_0' und B_1' angegeben.

Belastungsfall	$P_0 = 1$	$P_1 = 1$	$P_2 = 1$	$P_3 = 1$	$P_4 = 1$
A_0'	0	0,0794	0,1030	0,0736	0
B_1'	0	0,0739	0,1324	0,1424	0

Bildet man schließlich für die im gleichen Brückenquerschnitt gelegenen Schnitte beider Hauptträger die Summe aus dem Moment des geraden Trägers und dem Teilmoment des gekrümmten Trägers, das in die zum erstgenannten parallele Ebene fällt, die Summe der Schnittkräfte oder die Summe der Auflagerkräfte, so ergibt sich — wie zu erwarten war —, daß die Momente, Schnitt- und Auflagerkräfte eines einfachen Balkens von der Stützweite des geraden Trägers und der Belastung des gekrümmten Tragwerkes mit diesen Summen übereinstimmen. Diese Tatsache, die in ähnlicher Weise für alle Systeme mit parallelen Querträgern zutrifft, erlaubt eine sehr einfache Nachprüfung der gefundenen Werte.

2. Lösung mit Benutzung des Grundsystemes.

Die Grundzelle sei im Feld 3, 4 angenommen. Die Auflagerstäbe A_0 und A_0' sind dann durch solche unter den Knoten 3 und 3' zu ersetzen.

Um zu den statischen Größen des Grundsystemes zu gelangen, setzt man nacheinander die Last 1 in allen Knotenpunkten des gekrümmten und des geraden Trägers an. Für jeden Lastzustand am gekrümmten Träger sind alle Momente, Schnitt- und Auflagerkräfte unmittelbar mit Hilfe der Grundgleichungen zu berechnen. Die Ergebnisse sind in den folgenden Tafeln zusammengestellt.

Last $P = -1$ im Knotenpunkt 0.

m	M_m	M_m'	V_m	V_m'
0	0	0	-1,0	0
1	-4,0792	0	-1,0833	+0,0833
2	-8,7003	+0,3333	-1,3611	+0,3611
3	-15,4040	+1,7778	-2,2241	+1,2241

Last $P = -1$ im Knotenpunkt 1.

m	M_m	M_m'	V_m	V_m'
1	0	0	-1,0	0
2	-4,1761	0	-1,1333	+0,1333
3	-9,5406	+0,5333	-1,6678	+0,6678

Last $P = -1$ im Knotenpunkt 2.

m	M_m	M_m'	V_m	V_m'
2	0	0	-1,0	0
3	-4,4721	0	-1,2506	+0,2506

Für Last $P = -1$ in den Knotenpunkten 3 und 4 werden alle Momente und Schnittkräfte zu Null. Die Kraft geht unmittelbar in die Auflager A_3 und B_4 .

Auflagerkräfte. (Last wandert auf dem gekrümmten Träger 0,4.)

Last $P = -1$ im Knoten	0	1	2	3	4
$A_3 =$	+5,6686	+3,8012	+2,2506	+1,0	0
$B_4 =$	-3,4444	-2,1333	-1,0	0	+1,0
$A_3' =$	-1,6686	-0,8012	-0,2506	0	0
$B_4' =$	+0,4444	+0,1333	0	0	0

Der Träger 0', 4' verhält sich im Grundsystem wie ein ebener Kragträger. Es erübrigt sich, seine Momente und Kräfte anzuschreiben.

Zur Bestimmung der Auflagerkräfte $X_b = A_0$ und $X_{b'} = A_0'$ des Ausgangstragwerkes stehen die beiden Gleichungen zur Verfügung:

X_b	$X_{b'}$	
A_{3b}	$A_{2b'}$	$= A_{3p}$
$A_{3'b}$	$A_{j'b'}$	$= A_{3'p}$

oder mit den Zahlenwerten:

X_b	$X_{b'}$	
+5,6686	0	$= A_{3p}$
-1,6686	+4,0	$= A_{3'p}$

Die Gleichungen werden unter Beibehaltung der Belastungsgrößen aufgelöst:

$$X_b = A_0 = \beta_{bb} \cdot A_3 + \beta_{bb'} \cdot A_3'$$

$$X_{b'} = A_0' = \beta_{b'b} \cdot A_3 + \beta_{b'b'} \cdot A_3'$$

$$A_0 = 0,1764 A_{3p}$$

$$A_0' = 0,0736 A_{3p} + 0,250 A_3'$$

Für die Einflußlinien der Auflagerkräfte A_0 und A_0' des Ausgangstragwerkes ergeben sich dann die nachstehenden Werte:

Auflager A_0 und A_0' . (Last wandert auf dem gekrümmten Träger 0,4.)

Last $P = -1$ im Knoten	0	1	2	3	4
A_0	+1,0	+0,6706	+0,3970	+0,1764	0
A_0'	0	+0,0794	+0,1030	+0,0736	0

Steht die Last auf dem Hauptträger 0', 4', so wird A_0 zu Null und die Auflagerkraft A_0' hat die gleiche Größe wie bei dem einfachen Balken.

Nachdem die Einflußlinien für die Auflagerstäbe A_0 und A_0' bekannt sind, können die Linien für die übrigen Größen leicht ab-

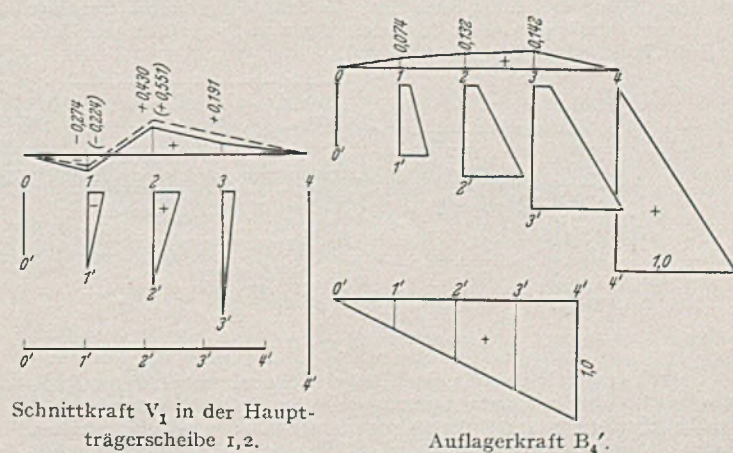
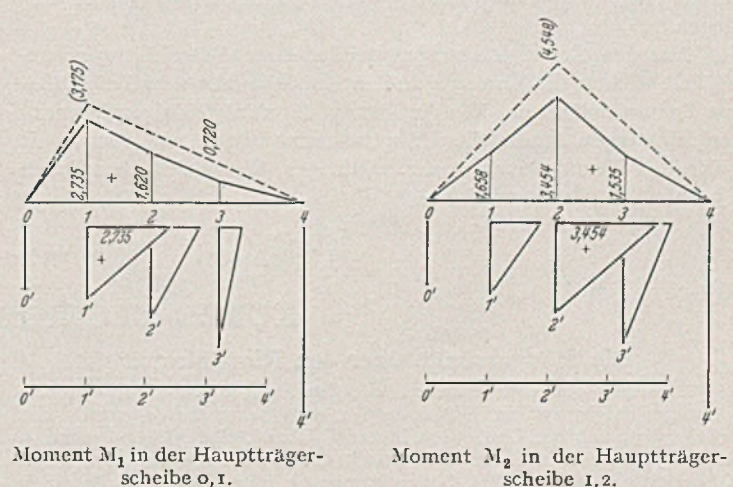
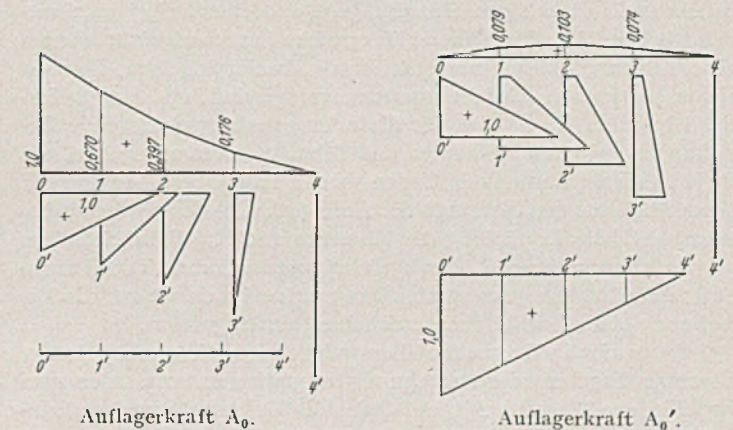


Abb. 9. Einflußlinien für die Brücke mit einem geraden und einem gekrümmten Hauptträger. — Der gekrümmte Hauptträger 0,4 ist gestreckt gezeichnet. Die gestrichelten Linien mit den eingeklammerten Zahlen geben die Werte für einen geraden Träger, dessen Stützweite mit der des gestreckten Trägers übereinstimmt, zum Vergleich an.

geleitet werden. Als Beispiel seien noch die Ordinaten der Einflußlinien für das Moment M_2 und die Auflagerkraft B_4' angegeben.

$$M_2 = M_{2p} - A_0 M_{2b}$$

$$B_4' = B_{4'p} - A_0 B_{4'b} - A_0' \cdot B_{4'b}'$$

Last P = -1 in Knoten	0	1	2	3	4
M_2	0	+ 1,6580	+ 3,4542	+ 1,5348	0
B_4'	0	+ 0,0739	+ 0,1325	+ 0,1424	0

Bei Belastung des geraden Hauptträgers $0', 4'$ wird $M_2 = 0$, während die Einflußlinie B_4' die gleiche wie beim einfachen Balken ist (Abb. 9).

E. Zusammenfassung.

In der vorliegenden Arbeit werden räumlich gekrümmte Stahlbrücken mit vieleckigen Hauptträgern und einem Horizontalverband behandelt. Jedes dieser Tragwerke kann aufgefaßt werden als ein System, das aus einer Reihe von ebenen Scheiben, die nach einem bestimmten Gesetz zusammengefügt sind, und einem Verband besteht. Es werden für diese Tragwerke grundlegende Beziehungen zwischen Momenten und Schnittkräften angegeben, wie sie in ähnlicher Form auch für den ebenen Träger bestehen und mit deren Hilfe für den Fall, daß die Auflagerkräfte des Systemes bekannt sind, die Ermittlung der Momente und Kräfte schrittweise, am Auflager beginnend, durchgeführt werden kann. Die Berechnung des räumlich gekrümmten Tragwerkes ist damit auf die Berechnung einer Anzahl ebener Scheiben zurückgeführt.

Da es nur in Ausnahmefällen möglich ist, die Auflagerkräfte als erstes Ergebnis der Berechnung zu gewinnen, so werden zwei verschiedene Wege gezeigt, auf denen die Untersuchung des räumlichen Tragwerkes erfolgen kann, ohne daß die Auflagerkräfte vorliegen.

Aus den Grundgleichungen werden einmal Beziehungen entwickelt, die nur die Momente an den Knotenpunkten und die äußeren Lasten enthalten. Die Auflösung der fünfgliedrigen Momentengleichungen ergibt die Hauptträgermomente, aus denen mit Hilfe der Grundgleichungen alle übrigen Werte des räumlichen Systemes abgeleitet werden.

Das zweite Verfahren benutzt die Tatsache, daß jedes räumlich gekrümmte Tragwerk in ein System umgewandelt werden kann, dessen Berechnung auch ohne Kenntnis der Auflagerkräfte unmittelbar mit Hilfe der Grundgleichungen möglich ist. Durch Anwendung des Ersatzstabverfahrens auf die Stäbe des Horizontalverbandes und einen Teil der Auflagerstäbe wird ein Grundsystem geschaffen, das nur in den vier Eckpunkten eines Feldes lotrecht gestützt ist und von diesem Feld aus vorkragt. Die statischen Größen des Grundsystems werden durch eine an den äußeren Knotenpunkten beginnende Berechnung mit den Grundgleichungen gewonnen. Die Werte des ursprünglichen Tragwerkes ergeben sich in bekannter Weise durch Überlagerung.

Beide Verfahren ermöglichen die genaue Berechnung der räumlich gekrümmten Tragwerke. Sie gelten sowohl für Systeme, deren Hauptträgerknickpunkte nur im Grundriß über beliebigen Flächenkurven liegen, als auch für Tragwerke, bei denen die Hauptträger über Raumkurven angeordnet sind.

Bei Sonderfällen, die durch die Form des Tragwerkes bedingt sind, ergeben sich in manchen Fällen Vereinfachungen in der Berechnung. Auf zwei dieser Systeme, die Brücke mit einem geraden und einem gekrümmten Hauptträger und die Brücke mit Hauptträgern über konzentrischen Kreisen und gleicher Feldteilung wird näher eingegangen. Für den erstgenannten Sonderfall ist die Zahlenrechnung nach beiden Verfahren als Beispiel durchgeführt.

Schrifttum zur Berechnung räumlich gekrümmter Stahlbrücken.

1. Kapsch, G.: Die Eisenkonstruktionen der Viadukte und Brücken der Hamburger Hochbahn. Dtsch. Bauztg. 48 (1914) S. 591.
2. Gottfeld, H.: Die Berechnung räumlich gekrümmter Stahlbrücken. Bautechn. 11 (1932) S. 715.
3. Gottfeld, H.: Einflußlinien für räumlich gekrümmte Stahlbrücken. Stahlbau 6 (1933) S. 57.
4. Gottfeld, H.: Ausführung und Berechnung räumlich gekrümmter Stahlbrücken. Schweiz. Bauztg. 101 (1933) S. 111.
5. Karner, L.: Brücken mit Schraubenlinienachsen. Schweiz. Bauztg. 101 (1933) S. 281 u. 296.
6. Melan, J.: Zur Berechnung räumlich gekrümmter Stahlbrücken. Bauing. 14 (1933) S. 463.
7. Kühn, E.: Beitrag zur Berechnung räumlich gekrümmter Stahlbrücken und ähnlicher Tragwerke. Dissertation. Technische Hochschule Darmstadt 1935.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Hängebrücke über den Rio Chiriqui.

Als erste von drei Brücken, die das Bauprogramm des „Inter-American Highway“ in Mittelamerika vorgesehen hatte, wurde die Brücke über den Rio Chiriqui in Panama gebaut. Der „Inter-American Highway“ ist eine internationale Fernstraße in der Nähe der pazifischen Küste Mittelamerikas. Von Süden kommend, kreuzt er den Balboa-See mit einer Fähre und führt dann über die Städte Penonomé, Santiago, David und Concepción nach Costarica. Etwa 10 km östlich von David liegt die Brücke über den Rio Chiriqui.

verschieden von 1500 bis zu 5000 mm — urplötzlich anschwillt und dann Geschwindigkeiten bis zu 7 m/sec erreicht, machen den Bau eines jeglichen Hilfsgerüsts unmöglich. Dazu kam noch, daß der feste Felsboden das Rammen von Pfählen nicht zuließ.

2. Die Hängebrücke als sehr elastisches Tragwerk ist besonders unempfindlich gegen Kräfte, die durch Erdbeben verursacht werden.

3. Im Vergleich zu andern Tragwerken wirkt der unter ihrem Stützpunkt liegende Schwerpunkt der Kabel günstig bei Erdstößen und Wind.

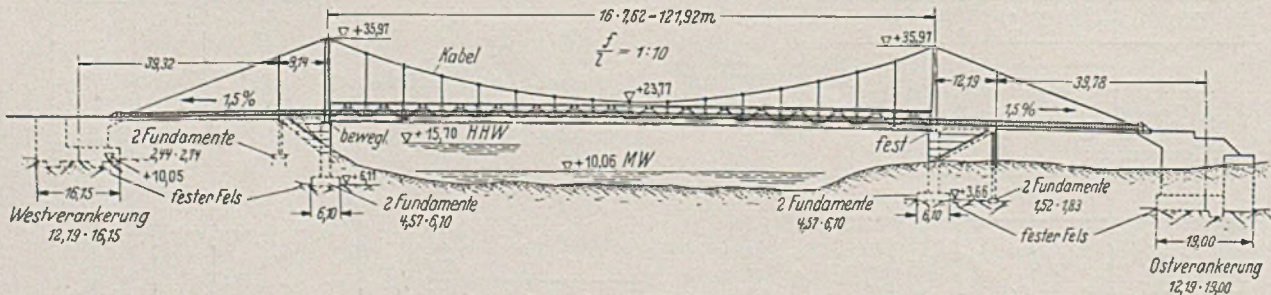


Abb. 1. Übersicht.

Als Tragwerk hatte man eine Hängebrücke mit unbelasteten Rückhalte-kabeln von 121,92 m Spannweite, einem Pfeilverhältnis 1:10, Fahrbahnbreite 6,10 m und einer Gesamtlänge von rd. 200 m vorgesehen. Diese Wahl ergab sich nach reiflichen Überlegungen und Einzeluntersuchungen aus folgenden Gründen:

1. Die Hängebrücke hatte zu ihrem Zusammenbau kein Hilfsgerüst nötig. Dies war mit der ausschlaggebende Punkt; denn die Wasserverhältnisse des Flusses, der in der Regenzeit von Mai bis Dezember durch oft tagelang andauernde Regenfälle — Regenhöhen örtlich

4. Durch den Fortfall des Lehrgerüsts wurde der Zusammenbau frei von jeder Beeinflussung durch die Jahreszeiten, so daß ein ununterbrochener Bauplan aufgestellt werden konnte.

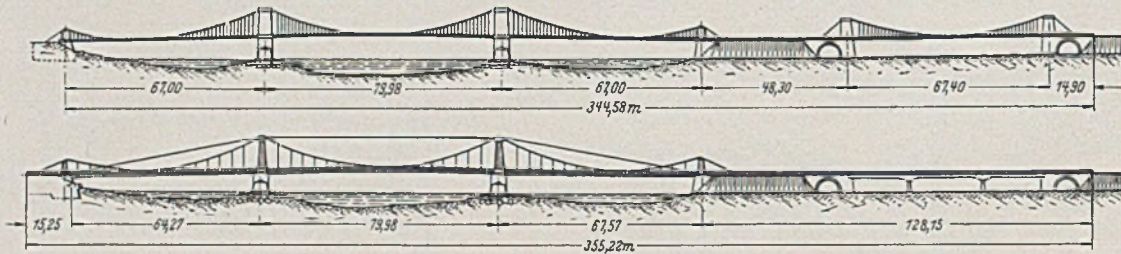
5. Zur Herstellung der schweren Betonmassen an den Verankerungen konnte eine große Anzahl ungelerner Arbeiter aus der Umgegend beschäftigt werden, was bei den hohen Facharbeiterlöhnen eine wesentliche Ersparnis bedeutete.

6. Durch den festen Fels des Untergrundes wurde der Bau von Pfeilern am Ufer leicht und billig. Andererseits wäre ein Strompfeiler

schen Nachteile — insbesondere die großen Formänderungen — wurden beim Neubau durch Anbringen von Hilfsseilen vermindert, die ohne Verbindung mit den Vertiefungsträgern die Lager der Tragseile auf den mittleren Pylonen miteinander kuppeln und von dort zu den Verankerungen laufen.

Abb. 3 zeigt die Ausbildung der Seilschellen und Hängeseile an den Querträgerpunkten. Aus der Abbildung ist alles wesentliche zu entnehmen. Beim Entwurf der Seilschellen wurde darauf geachtet den Druck auf eine möglichst große Länge des Seiles zu verteilen, um Brüche einzelner Drähte zu vermeiden. Da bei einer Hängebrücke über die Loire die

Abb. 1.



Die Tragkabel bestehen aus je 3 Seilen mit je 271 blanken Runddrähten von 4,4 mm Durchmesser, die Rückhalte bzw. Kopfkabel aus je 2 Seilen mit je 217 Drähten des gleichen Durchmessers. Die Bruchfestigkeit der Drähte betrug im Mittel von 90 Versuchen 13,57 t/cm². Ein Versuch, bei dem ein Seilende mit Kabelkopf und der aus Rundisenbügeln bestehenden Verankerung (vgl. Abb. 2) geprüft wurde, ergab die ersten Gleitungen — wahrscheinlich durch Bruch eines Drahtes verursacht — bei 400 t. Der Versuch wurde bei 420 t, nachdem weitere Verschiebungen bei 412 t aufgetreten waren, abgebrochen; nach Rückgang der Spannung auf Null sollen meßbare bleibende Formänderungen noch nicht vorhanden gewesen sein.

Seilschellen an den am meisten geneigten Teilen der Kabel ins Rutschen gekommen waren, wurde hier ein Versuch angestellt, der bewies, daß die gewählte Form eine ausreichende Sicherheit gegen Gleiten besaß. Jedes Hängeseil besteht aus einem Hanfstrang und 6 Strängen mit je 19 galvanisierten Drähten von 2,25 mm Durchmesser. Die Rundisenstangen haben 28 mm Durchmesser; die Seilköpfe sind aus Gußstahl. Die Aufhängungskonstruktion wurde einem Zugversuch unterworfen — bei 110 t traten die ersten Seilbrüche auf (Spannung in den Seilen dabei etwa 12,0 t/cm²). Vor dem Versand zur Baustelle wurden die Hängeseile mit einer Kraft von 30 t vorgereckt. (Nach Le Génie Civil 90 [1937] S. 1.)
Dipl.-Ing. K. H. Seegers, Mainz.

Der Versteifungsbalken ist 1,20 m hoch und hat auf die ganze Länge konstanten Querschnitt. Die Fahrbahn besteht aus einer 7 cm starken Teermakadamschicht, die ohne Isolierung direkt auf eine 16 cm starke Eisenbetonplatte aufgebracht wurde. Fahrbahnplatte und die Fahrbahn-längs- und -querträger sind durch einbetonierte Haken starr miteinander verbunden. Von der Anordnung eines besonderen Windverbandes wurde abgesehen, da die Eisenbetonplatte in Verbindung mit den Fahrbahn-trägern zur Aufnahme waagerechter Kräfte ausreichend erschien. Die Pfeiler und Widerlager wurden unter teilweiser Wiederverwendung vorhandener Mauerwerksteile aus Eisenbeton hergestellt; die Eisenbetonpylonen vollständig neu gebaut.

Rollenkranz-Drehbrücke in Schottland.

Zur besseren Verbindung des Industriegebietes von Glasgow mit den nördlich davon gelegenen schottischen Kohlengruben ist kürzlich eine neue Straßenbrücke über den Forth-Fluß bei Kincardine dem öffentlichen Verkehr übergeben. Für den Schiffsverkehr ist der mittlere Teil der Brücke als Drehbrücke ausgebildet (vgl. Abb. 1). Die Gründung der

Eine bemerkenswerte Ausbildung zeigen die verwendeten Kabelköpfe. Bei den bisher verwendeten gußeisernen Kabelköpfen waren infolge der Erschütterungen des jetzigen Verkehrs besonders an den Bohrungen für die Verankerungsrundisen Risse aufgetreten. Außerdem hatten sich Drähte in den Kabelköpfen gelockert und von oben eindringendes Wasser hatte an solchen Stellen Zerstörungen hervorgerufen. Zur Verhinderung von Ribildungen wurden die Kabelköpfe aus Stahlguß hergestellt. Um das Eindringen von Wasser in das Innere des Kabelkopfes zu verhindern, wurde die in Abb. 2 dargestellte Anordnung getroffen.

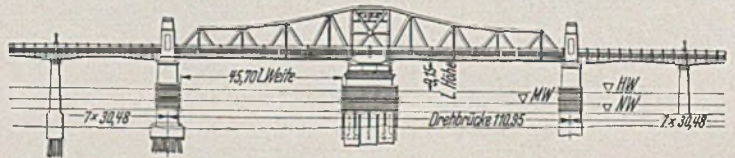


Abb. 1. Übersicht der Drehbrücke.

Pfeiler ist je nach Lage des tragfähigen Baugrundes durch eisenbewehrte Betonpfähle oder auf Senkbrunnen in offener Baugrube oder unter An-

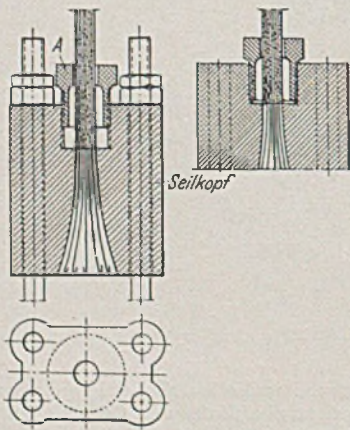


Abb. 2.

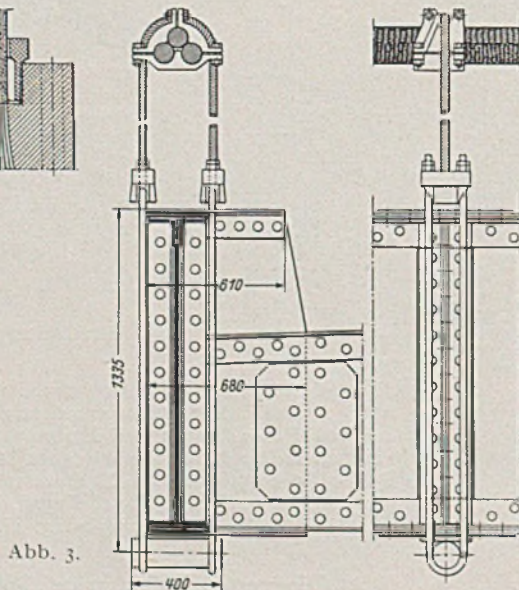


Abb. 3.

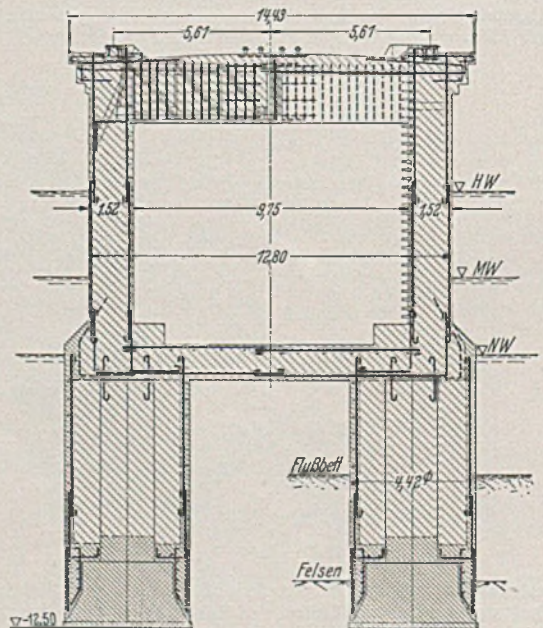


Abb. 2. Querschnitt des Mittelpfeilers der Drehbrücke.

Das obere Ende des Seilkopfes ist ausgedreht und mit einem Gewinde versehen, in das die oben mit einem Sechskant versehene Mutter A eingreift. Das letzte Ende des Seiles wird nun mit einem ölgetränkten Strick umwickelt und die Hohlung im Seilkopf mit Fett gefüllt. Durch Hineindreihen der Mutter A läßt es sich erreichen, daß alle Hohlräume mit Fett gefüllt sind, und so das Eindringen von Feuchtigkeit in das Innere des Seilkopfes verhindert wird. — Die Seilköpfe wurden mit einer Legierung von 90% Blei und 10% Antimon vergossen, deren Schmelzpunkt bei etwa 350° C liegt¹.

wendung von Druckluft ausgeführt. Die Überbauten des auf Pfählen ruhenden Viadukts am Südufer sowie die der Öffnungen von 15,25 m Stützweite bestehen aus eisenbewehrtem Beton; die Überbauten der übrigen Öffnungen der festen Brücke sind stählerne Vollwandbalken.

Bemerkenswert ist bei der festen Brücke die Art und Weise, wie der Längenausdehnung der Überbauten Rechnung getragen ist. Bei dem auf Betonpfählen ruhenden Viadukt am Südufer sind über den in dop-

¹ Vgl. Bauing. 17 (1936) S.426.

pelter Reihe angeordneten Pfählen jeder 5. Öffnung Dehnungsfugen angeordnet, die mit Bitumen ausgefüllt sind. Für die Gesamtausdehnung dieses Viadukts ist eine Gleitfläche an der Stelle vorgesehen, wo der Viadukt an die Öffnungen von 15,25 m Stützweite anschließt. 9 Überbauten von je 15,25 m Stützweite sind in drei Gruppen eingeteilt, die an einem Ende fest, am andern gleitend beweglich sind. Die Zwischenräume zwischen den Dehnungsfugen sind ebenfalls mit Bitumen ausgefüllt. Bei einem Zug von 14 stählernen Überbauten mit je 30,5 m Stützweite ist abwechselnd die Hälfte als feste Träger ausgebildet, die an ihren beiden Enden ausgekragt sind. Auf diesen Auskragungen ruhen Überbauten der benachbarten Öffnungen, die an einem Ende ein festes, am andern ein Gleitlager haben. Die Brücke trägt eine Fahrbahn von 9,15 m Breite und zwei Fußwege von je 1,52 m Breite, welche auf Konsolen außerhalb der Hauptträger ruhen.

Die Baustellen für die Pfeiler wurden durch hölzerne Hilfsbrücken von beiden Ufern zugänglich gemacht, wobei eine Öffnung für den Schiffsverkehr freigehalten wurde.

Abb. 2 zeigt den unter Anwendung von Druckluft in Eisenbeton aufgeführten Mittelpfeiler der Drehbrücke. Zum Schutz gegen den Schiffsverkehr ist dieser an beiden Seiten mit einer Mole aus eingerammten imprägnierten Kieferpfählen umgeben, die gleichzeitig bei Montage der Eisenkonstruktion benutzt wurde; diese erfolgte in geöffnetem Zustand der Drehbrücke. Die beiden Endpfeiler der Drehbrücke sind in ähnlicher Weise geschützt.

Der obere Teil des Mittelpfeilers wird von zwei kreuzförmig angeordneten Stahlträgern überdeckt, die in Beton eingehüllt und an ihrem Kreuzungspunkt durch zwei \square -Eisen verbunden sind; letztere dienen zur Verankerung des Drehzapfens. Auf der oberen Pfeilerfläche ist ein Doppelkranz von I-Eisen einbetoniert, der die untere Lauffläche der Walzen abstützt und das Gewicht der Drehbrücke auf den Pfeiler überträgt. Auf dieser Lauffläche (Abb. 3) rollen 60 konisch geformte Stahl-



Abb. 3. Drehzapfen und Rollenkranz mit Walzen für die Drehbrücke.

walzen von 40,5 cm Länge und 50,5 cm mittleren Durchmesser. Die Walzen laufen in einem trogförmig gestalteten Ringe, der gegen einen Mantel des Brückendrehzapfens durch 30 radial angeordnete Stahlstäbe abgesteift ist, welche an ihrem äußeren Ende durch Spanschrauben mit Verlängerungen der Walzendrehzapfen verbunden und an die Innenfläche des Rollenkranks durch Muttern befestigt sind. Auf die obere Lauffläche der Walzen wird durch zwei Längs- und zwei Querträger das Gewicht der Eisenkonstruktion der Drehbrücke übertragen.

Der Antrieb der Drehbrücke erfolgt durch Elektromotoren, denen der elektrische Strom aus einem Unterwasserkabel zugeführt wird; für den Notfall ist noch ein Ölmotor zur Erzeugung des elektrischen Stromes vorhanden. Die maschinelle Anlage befindet sich auf dem Mittelpfeiler unterhalb der Fahrbahn.

In einer Höhe von 9 m über der Fahrbahn ist in der Brückenmitte die Bude des Brückenwärters angebracht, von welcher aus die Bewegung der Brücke, Verriegelung und Anhebevorrichtung der Brückenden, Bedienung der Brückentore, Stellung der Schiffsahrtssignale, Beleuchtung und Heizung geregelt werden.

Für den Straßenverkehr sind Tageslichtsignale angebracht, die bei geschlossener Brücke grünes Licht, beim Öffnen derselben zunächst orangefarbiges, dann rotes Licht zeigen. Die Absperrung des Straßenverkehrs erfolgt durch senkrecht herablaßbare Fallgatter, die in den Endportalen der festen Brückenden angebracht sind und ebenfalls rote Lichter tragen.

Die an den Enden des Leitwerkes stehenden Signale für den Schiffsverkehr sind Mastsignale mit zwei Flügeln. Entsprechend der auch im Eisenbahnbetrieb in Großbritannien gebräuchlichen Anordnung bedeutet eine waagerechte Stellung der Flügel „Halt“, während bei freier Fahrt die Flügel in eine schräge Neigung von 45° gesenkt werden. „Halt“ wird bei Dunkelheit durch zwei rote Lichter angezeigt. Beim Öffnen der Brücke für den Schiffsverkehr wird als Ankündigungssignal zunächst der Unterflügel in die nach unten geneigte Lage gebracht, wobei gleichzeitig bei Dunkelheit ein unteres orangefarbenes Licht erscheint. Bei freier Fahrt für den Schiffsverkehr ist auch der obere Flügel in die geneigte Lage gesenkt und bei Dunkelheit sind zwei orangefarbene Lichter sichtbar. Um eine Blendung des Schiffsverkehrs durch die Straßen-

beleuchtung zu verhüten, sind die Lampen für letztere gegen den Fluß abgeschirmt.

Von besonderem Interesse ist die Art und Weise, in welcher dem Brückenwärter die genaue Stellung der geschlossenen Brücke angezeigt wird. Es sind hierfür zwei voneinander unabhängige Vorrichtungen angebracht. Die eine ist photoelektrisch und in folgender Weise ausgebildet: Unterhalb der Straßenoberfläche ist bei den Portalen der festen Brückenden je ein Kasten mit elektrischen Lampen angebracht (Abb. 4). In

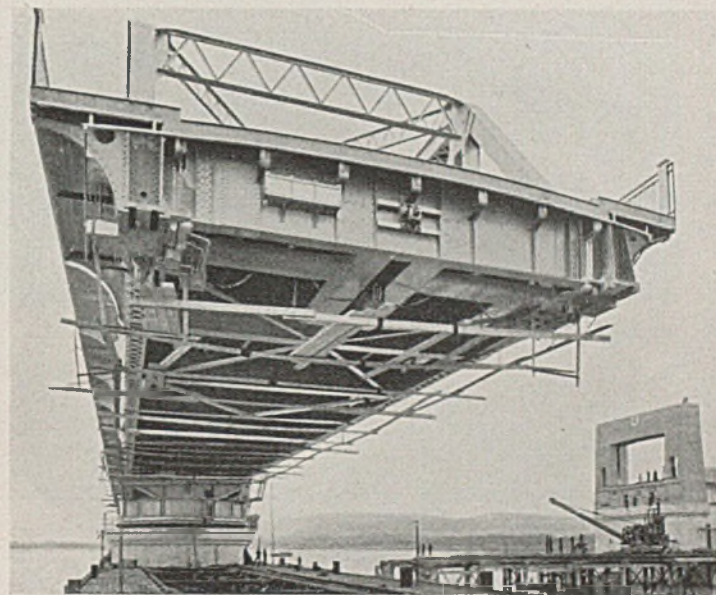


Abb. 4. Aufriß der geöffneten Brücke. (Endquerträger mit photoelektrischer Zelle und Verriegelung. Rechts eines der Portale mit Zielvorrichtung.)

gleicher Höhe befindet sich an den Endquerträgern der Drehbrücke je ein Kasten mit photoelektrischen Zellen, welche in der Endlage der geschlossenen Brücke genau den Kästen mit den elektrischen Lampen gegenüberstehen. Durch die Einwirkung des elektrischen Lichtes auf die Photozellen wird ein elektrischer Strom erzeugt, der am Schaltbrett elektrische Lampen zum Leuchten bringt, wobei gleichzeitig Glocken ertönen.

Die zweite Vorrichtung besteht darin, daß in der Wärterbude ein senkrechter dünner Draht genau in der Brückennachse angebracht ist; dieser bildet das Visier für je eine Scheibe, die sich oben an den Portalen der festen Brückenden befindet und durch einen senkrechten schmalen Schlitz in zwei gleiche Hälften geteilt ist (Abb. 4). Hinter dem Schlitz brennen elektrische Lampen. In gleicher Höhe wie diese Scheiben ist an den oberen End-Querversteifungen der Eisenkonstruktion der Drehbrücke ebenfalls je eine Scheibe angebracht, die durch einen schmalen senkrechten Schlitz in zwei gleiche Hälften geteilt ist, von denen die eine aus rotem, die andere aus grünem Glas besteht. Nähert sich die Brücke beim Drehen ihrer Endlage, so erblickt der Brückenwärter je nach der Drehrichtung entweder rotes oder grünes Licht, da die Lampen an den Portalen durch das vorgenannte rote oder grüne Glas sichtbar sind. In der Endlage scheint das weiße Licht durch den Schlitz der Scheibe an der Drehbrücke und trifft auf den dünnen Draht in der Bude.

Eine Bremsung der Drehbrücke findet erst in der Ruhelage statt. Zur Regelung der durch Wind beeinflussten Drehgeschwindigkeit sind die Motoren mit Beschleunigungs- bzw. Verzögerungseinrichtung versehen, die jedoch nur innerhalb des Bereichs der photoelektrischen Zellen in Wirksamkeit gesetzt werden können.

Weitere Einzelheiten über die interessante Drehbrücke können aus der nachstehend genannten Originalveröffentlichung entnommen werden. [Nach Engineering 142 (1936) S. 435]. Sander, Detmold.

Erweiterungs- und Verstärkungsarbeiten an der Margarethenbrücke in Budapest.

Neben dem nachstehend beschriebenen Neubau der Horthy Miklós-Brücke in Budapest sind derzeit die Erweiterungs- und Verstärkungsarbeiten an der Margarethenbrücke von erheblichem brückenbautechnischem Interesse.

Die mit sechs Hauptträgern ausgerüstete Margarethenbrücke war mit ihrer Fahrbahnbreite von nur 11 m den immer mehr steigenden Verkehrserfordernissen keineswegs mehr gewachsen. Das ungarische Ministerium entschloß sich daher zu einer Erweiterung der Fahrbahn durch Einbau von zwei weiteren Hauptträgern. Dadurch, daß man bei dieser Gelegenheit die Einspannungslager durch Gelenke ersetzte und so aus den eingespannten Bögen Zweigelenbögen machte, wurde eine weitgehende Verstärkung der alten Brückenbögen erforderlich. Diese Verstärkungsarbeiten mußten unter voller Aufrechterhaltung des Verkehrs

vorgenommen werden, da die Sperrung der Brücke eine zu große Einschränkung bedeutet hätte. Die Verstärkungsarbeiten werden folgendermaßen vorgenommen:

Nach Anhängen eines leichten Arbeitsgerüsts an die alte Konstruktion werden die Bögen durch vorsichtiges Aufnieten von Verstär-

gelenk) ersetzt. Die Stemmaarbeiten werden von Hand ausgeführt, da sie sich mit Maschinen erheblich teurer stellen würden. Außerdem gibt es auch in Ungarn ein Arbeitslosenproblem, so daß Handarbeit auch von diesem Standpunkt aus gesehen vorzuziehen ist. Nach Beendigung dieser Arbeiten wird der Bogen wiederum um 1 mm gehoben, die Hilfslager

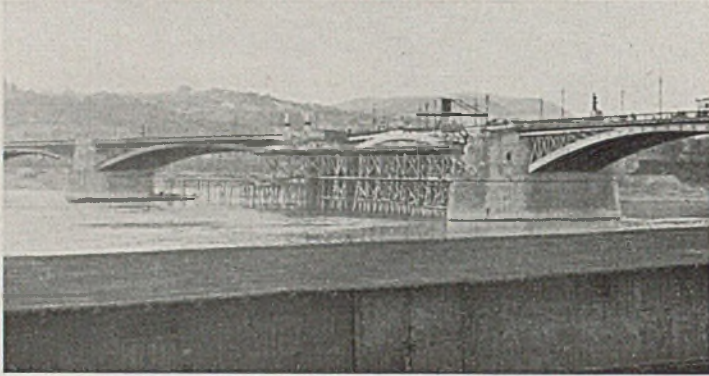


Abb. 1. Gesamtansicht der Baustelle.

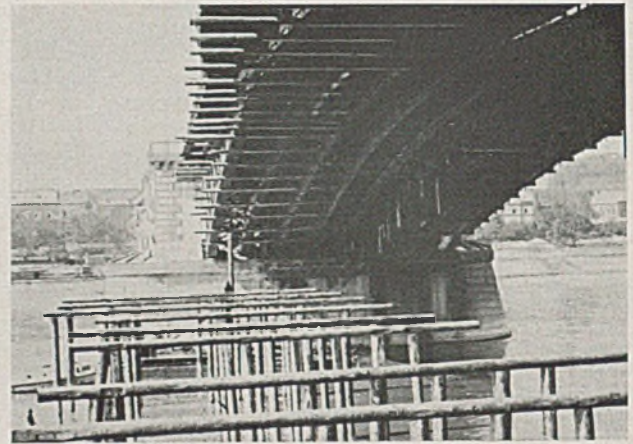


Abb. 2. Hilfsgerüst für die Verstärkungsarbeiten von unten aus gesehen. Im Vordergrund: Rammpfähle des bereits abgetragenen Hilfsgerüsts für den Montagekran. Dahinter: Pionierponton zum Ziehen der Pfähle.

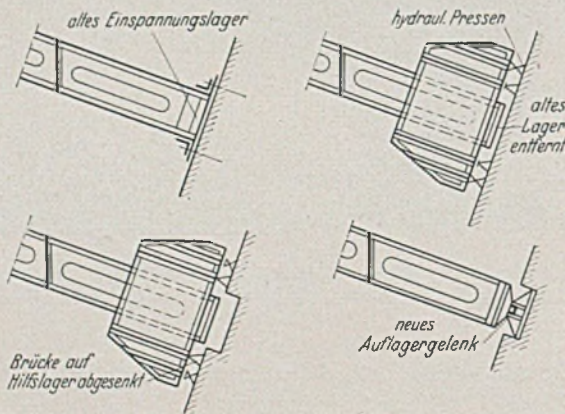


Abb. 3. Auswechslung der Lager.

kungslamellen verstärkt. Dann kann die Auswechslung der Lager vorgenommen werden (vgl. Abb. 3). Dies geschieht in der Weise, daß man am Bogen kurz über dem Lager eine trapezförmige Hilfskonstruktion anbringt und samt Bogen mit Hilfe von 4 hydraulischen Pressen von je

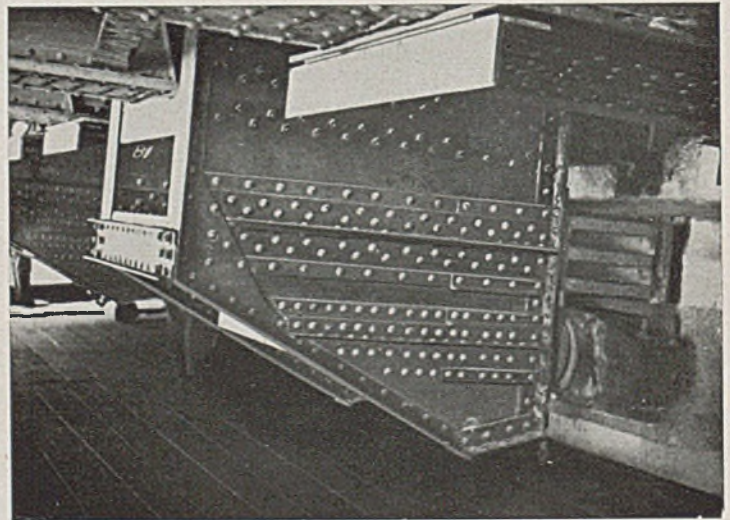


Abb. 4. Hilfskonstruktion zur Auswechslung des Lagers mit provisorischem Auflager und hydraulischer Presse.

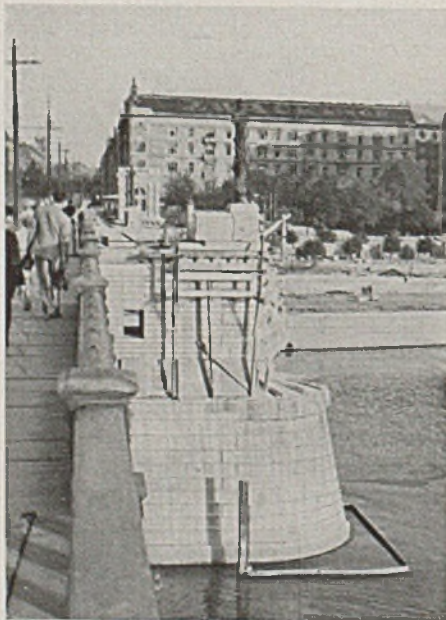


Abb. 5. Verbreiteter Pfeiler vor Beginn der Montage.

300 t Tragkraft um 6 mm anhebt. Nach Unterschieben von zwei Hilfs-lagern wird die Konstruktion durch Absenken um 1 mm auf diese abgesetzt. Dann wird das alte Lager entfernt und nach Ausstemmen einer entsprechenden Nische im Pfeilerbeton durch ein neues Lager (Auflager-

darunter entfernt und auf das neue genau zentrierte auf einer Bleiplatte ruhende Lager abgesenkt.

Die beiden neuen Hauptbögen werden in der üblichen Weise auf einem abgerammten Lehrgerüst montiert. Dazu war vorher eine entsprechende Verbreiterung der Pfeiler erforderlich, die in bezug auf Form, Architektur, Werksteinverkleidung, usw. genau der alten Form der

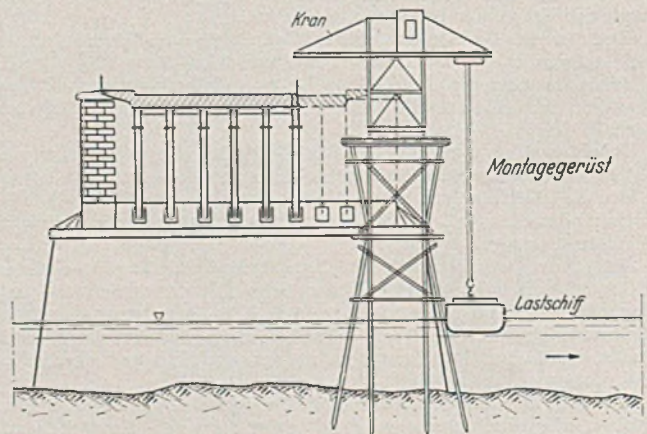


Abb. 6. Querschnitt und Montagegerüst.

Pfeiler nachgebildet wurde. Auch das Geländer, die Oberleitungsmasten, sowie andere architektonische Verzierungen der alten Brücke wurden beibehalten. Aus Gründen der Gewichtersparnis nahm man für die Fahrbahn einen besonders leichten Beton, während als Straßendecke Holzpfaster gewählt wurde.

Die Übernahme der Montagestücke und Baumaterialien vom Schiff besorgte eine Art Duplexkran, der auf einem selbständigen, unmittelbar neben der Brücke stehenden Hilfsgerüst läuft (Abb. 6). Die Pfähle werden nach Beendigung der Bauarbeiten von zwei Pontons aus mit einem Hebeegerüst durch Pioniere von Hand statisch gezogen. Pfähle, bei denen man auf diese Weise nicht zum Ziel kommt, werden über der Flußsohle abgebrochen.

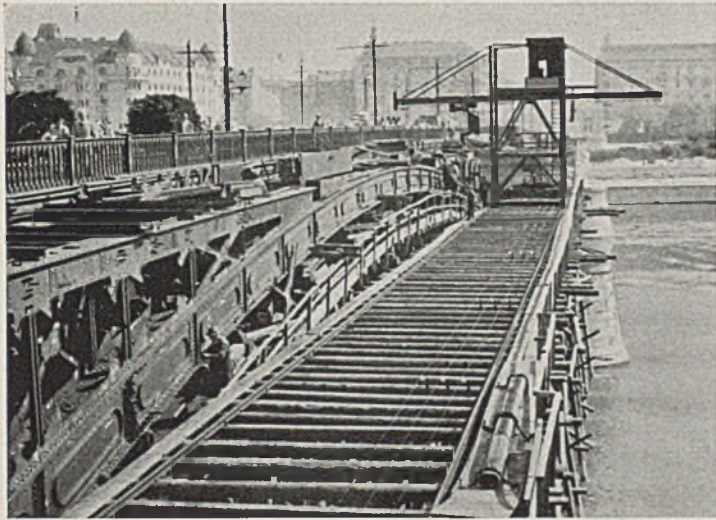


Abb. 7. Neuer Brückenbogen mit Hilfsgerüst und Montagekran.

Die Gesamtkosten dieser Neubau- und Erweiterungsarbeiten werden mit 5 Millionen Pengös angegeben. (Ungefähr 3,7 Millionen RM.) Nach Beendigung der Arbeiten wird sich zwar äußerlich an der Brücke nichts geändert haben. Sie wird aber auf abschbare Zeit den Verkehrsansprüchen genügen, zumal zu ihrer Entlastung und zur Erschließung neuer Wohngebiete vom Ministerium eine neue Brücke oberhalb der Margaretheninsel geplant ist, zu der die Arbeiten demnächst in Angriff genommen werden sollen.
H. P u s c h m a n n, Berlin.

Die Horthy Miclós-Brücke in Budapest.

Budapest, das wegen der einzigartigen Schönheit seiner Stromlage mit Recht als eine der schönsten Städte Europas bezeichnet wird, erhält in der neuen Horthy-Miclós-Brücke ein Bauwerk, das sich würdig in die Reihe der übrigen weltbekannten Brückenbauten dieser Stadt einreihet. Man hat bei dieser Brücke auf die für Budapest charakteristische Form der Hängebrücke zugunsten eines Fachwerkträgers auf vier Stützen verzichtet. Mit ihren mächtigen Öffnungen von 152 m und zweimal 112 m erschließt sie im Süden der Stadt einen neuen, vorläufig noch dünn besiedelten Wohnbezirk. Die Brücke, die 1933 begonnen wurde, wird 1937 fertiggestellt sein. Ihre Gesamtkosten belaufen sich auf 11 Mill. Pengös, das sind etwa 8 Mill. Reichsmark.

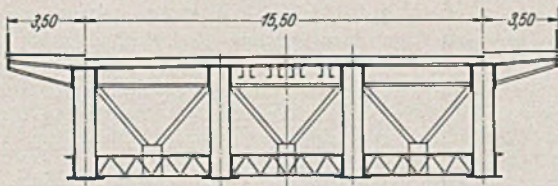


Abb. 1. Querschnitt der Horthy-Miclós-Brücke.

Gemäß ihrer auf die Zukunft eingerichteten Bestimmung sind die Abmessungen der neuen Brücke reichlich gewählt. Neben zwei dem Straßenbahnverkehr dienenden Gleisen ist auf der Fahrbahn mit einer Breite von 15,5 m noch Raum für vier weitere Fahrspuren (Abb. 1).

Zusammen mit den beiden Gehbahnen von je 3,5 m Breite ergibt sich als Gesamtbreite der Brücke 22,5 m. Um dem Brückenbauwerk ein möglichst leichtes und gefälliges Aussehen zu geben, hat man sich in den Feldmitten mit einer Trägerhöhe von 4 m begnügt, während sie über den mittleren Auflagen 11 m beträgt. Um innerhalb der zulässigen Durchbiegungsgrenzen zu bleiben, war es bei den gewählten Trägerhöhen nicht möglich, den hochwertigen Baustahl St 52 zu verwenden. Auch trotz der Verwendung von St 37 beträgt die rechnerische Durchbiegung

unter der Höchstlast noch: $f = \frac{1}{600} l$. Aber wegen des eleganteren Aussehens hat das ungarische Industrieministerium, das übrigens den Entwurf und die Bauaufsicht selbst übernommen hat, diese verhältnismäßig sehr hohe Durchbiegung zugelassen. (Abb. 2).

Betreffs der Fundierungen ist zu bemerken, daß die Strompfeiler aus Gründen der Gewichtersparnis — leichtere Ausbildung der Absenkergerüste! — als Stahlstarkkasten ausgeführt sind, während die Senkkasten der Landwiderlager, bei denen diese Frage keine so große Rolle spielte, aus Eisenbeton hergestellt sind. Die sichtbaren Flächen der Pfeiler haben Werksteinverkleidung erhalten. Aus architektonischen Erwägungen sind die Landwiderlager größer gestaltet als aus statischen Gründen heraus



Abb. 2. Strompfeiler und Überbau der Horthy-Miclós-Brücke.

erforderlich gewesen wäre. Zur Materialersparnis wurden sie daher hohl, und zwar als Zweigelenkbogen ausgeführt, zumal sie gleichzeitig als Auflager für die Brücken über dem Uferweg am rechten bzw. über die Gleisanlagen am linken Donauufer dienen müssen.

Die Montage der Brücke geht in der Weise vor sich, daß die Montageteile, die man auf Lastwagen auf dem rechten Ufer heranbringt, von einem Portalkran übernommen und auf kleineren von einem Traktor auf Schienen verfahrenen Transportwagen nach der Montagestelle geschafft werden. Dort werden die Stücke von zwei weiteren Portalkränen übernommen und direkt an die Einbaustelle transportiert (Abb. 3).

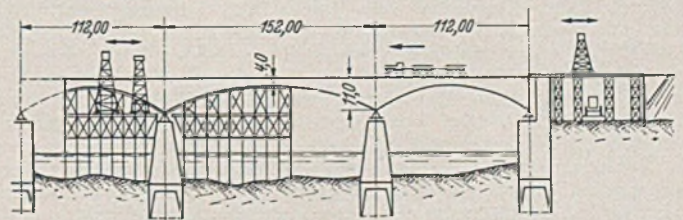


Abb. 3. Montage des Stromüberbaues.

Durch die räumliche Beschränktheit der Baustelle ist die Zahl der an der Montage arbeitenden Belegschaft verhältnismäßig gering. Sie beträgt zur Zeit nur etwa 120 Mann.

Wenn im nächsten Jahr die Brücke ihrer Bestimmung übergeben werden wird, so bedeutet das für die Stadt Budapest neben der notwendigen Befriedigung neuzeitlicher Verkehrsbedürfnisse eine weitere Bereicherung des Stadtbildes, dessen monumentale Brückenbauten zum großen Teil der Stadt ihr Gepräge verleihen. Gleichzeitig aber paßt sich dieses Brückenbauwerk, dessen Form keineswegs als modern zu bezeichnen ist, vorzüglich dem Rahmen seiner fast schon klassisch gewordenen Vorgänger an, indem es in bezug auf Monumentalität und Größe der Spannweite hinter diesen zurücktritt und somit nicht die städtebauliche Bedeutung der anderen beeinträchtigt.
H. P u s c h m a n n, Berlin.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

40. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins vom 3.—5. März 1937 in Berlin.

Die diesjährige Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins fand in der Zeit vom 3.—5. März in den Räumen der Kroll-Oper Berlin statt und war überaus stark besucht. Es waren 931 Teilnehmer aus allen

Teilen des Reiches erschienen. Der Österreichische Betonverein war durch seinen Präsidenten, Herrn Baurat Brausewetter, Wien, vertreten.

Die Tagung wurde mit einer den inneren Angelegenheiten des Vereins gewidmeten Versammlung der Mitglieder durch den Vorsitzenden, Herrn Dr.-Ing. e. h. Alfred Hüser, Oberkassel-Siegkreis, eröffnet.

Der Vorsitzende gedachte in warmen Worten der im Laufe des Jahres 1936 Verstorbenen des Vereins, insbesondere seines langjährigen Geschäftsführers, des Herrn Dr.-Ing. W. P e t r y.

Nach Erledigung der geschäftlichen Angelegenheiten legte Herr Dr.-Ing. e. h. Hüser mit Rücksicht auf praktische Erwägungen — Verlegung der Geschäftsstelle von Oberkassel nach Berlin — seinen seit 1911 innegehabten Vorsitz nieder und schlug im Namen des Gesamtvorstandes Herrn Reg.- und Baurat a. D. Dr.-Ing. W. N a k o n z als Nachfolger vor. Nach einmütiger Zustimmung übernahm Herr Dr.-Ing. Nakonz den Vorsitz und sprach namens des Gesamtvorstandes und aller Vereinsmitglieder Herrn Dr.-Ing. Hüser aufrichtigen Dank aus für seine 26jährige unermüdete und aufopfernde Tätigkeit im Dienste des Deutschen Beton-Vereins. In Anerkennung seiner großen Verdienste wurde Herr Dr.-Ing. e. h. H ü s e r einstimmig zum Ehrenvorsitzenden gewählt. Herr Dr.-Ing. e. h. K r e i s s e l m e i e r wurde von dem Vorsitzenden zu seinem ersten, Herr Dr.-Ing. e. h. B r e n z i n g e r zum zweiten Stellvertreter berufen.

Am Nachmittag des 4. März begann die wissenschaftliche Tagung. Herr B o r n e m a n n als erster Redner gab ein lebendiges Bild von der vielseitigen, umfassenden Tätigkeit des Vereins und seiner Mitwirkung innerhalb zahlreicher maßgeblicher Ausschüsse auf vielen Gebieten der technischen Forschung. Der Vortrag schloß mit durch zahlreiche Lichtbilder ergänzten Ausführungen über die Bewährung alter Beton- und Eisenbetonbauten.

Professor Dr.-Ing. B a c h e r vom Reichs- u. Preuß. Min. f. Wissenschaft, Kunst u. Volksbildung sprach über die Ausbildung zum technischen Beruf. Die Ausbildung zum technischen Beruf muß als höchstes Ziel die Erweckung und Pflege der gestaltenden und schöpferischen Kräfte des Studierenden zum Ziel haben. Über diesem großen Ziel sollen Einzelwünsche zurücktreten. Über die Zahl der Studierenden an der Technischen Hochschule gab der Vortragende interessante Aufschlüsse. Die Sorge um den genügenden technischen Nachwuchs, von der man heute häufig hören kann, teilt er nicht.

Reg.-Rat Dr. C. B i r k e n h o l z, Berlin, Sozialreferent des Generalinspektors für das deutsche Straßenwesen sprach über Arbeitslager an den Reichsautobahnen. Die erste Arbeitsmaßnahme des nationalsozialistischen Staates waren die Reichsautobahnen. Dieses Werk stellt den Ingenieur vor eine Fülle neuer und großer Aufgaben, nicht nur in technischer Hinsicht, sondern in gleich großem Maße wächst die Verantwortung für die dort tätigen Menschen. 100000 Menschen sind an den Straßen des Führers tätig. Meilenweit ziehen sich die Baustrecken durch das Land, meist fern von Dörfern und Städten; den Arbeitern ist es oft nicht möglich, nach beendetem Tagewerk den Feierabend im Kreise ihrer Familien zu verbringen. Nach einem Vortrag des Generalinspektors Dr. T o d t wurden auf ausdrücklichen Wunsch des Führers Wohnlager errichtet, die in ihrer Behaglichkeit die innere Beziehung zwischen Mensch und Arbeit herstellen, und die dem Reichsautobahnarbeiter eine Heimat bieten. Zur Zeit bestehen an den Reichsautobahnen 86 Lager mit 18743 Betten; weitere 30 Wohnlager werden voraussichtlich noch in diesem Jahre errichtet. Jedes Arbeitslager faßt 216 Mann. Es besteht aus 12 sauberen, hellen Schlafstuben für je 18 Mann. Jeder Arbeiter hat sein eigenes Bett, Schrank, Stuhl, Tisch, Platz. Die Gemeinschaftsverpflegung zu einem Preis von durchschnittlich RM 1.— je Tag wird in der bestens eingerichteten Küche zubereitet und in dem großen Gemeinschaftsraum eingenommen. Besonderer Wert wird auf die hygienische Einrichtung einer solchen Wohnsiedlung gelegt. Waschräume und Brause, kaltes und warmes Wasser sind vorhanden, ebenso wie ein Trockenraum für die Arbeitskleider. Ein gut eingerichtetes Krankenzimmer kann vorübergehend Erkrankte aufnehmen. Besonderer Wert wird auf Feierabendgestaltung gelegt. Die grundlegenden nationalsozialistischen Forderungen der Neuordnung des Lebens außerhalb der Arbeitszeit mußten hier ihre Erfüllung finden. Die NS-Gemeinschaft „Kraft durch Freude“ nahm sich auf Wunsch des Führers von Anbeginn tatkräftig der Betreuung an, und in jeder Woche ist irgendeine kostenlose Veranstaltung in jedem Lager, sei es durch die „Reichsautobahn Bühne“, sei es durch die Filmwagen oder durch eine Kleinkunstbühne. Eine derartige Feierabendgestaltung trägt dazu bei, die innere Gemeinschaft zu stärken, und vermag manchen Gegensatz zu überbrücken, um eine echte Betriebsgemeinschaft zu schaffen.

Reg.- und Baurat H a m p e, Elbstrombauverwaltung, Magdeburg, sprach über das Betonieren der Doppelschleuse Allerbüttel. Die Doppelschleuse Allerbüttel des Mittellandkanals vermittelt den Abstieg von der Scheitelhaltung des Kanals zur Elbehaltung mit einem normalen Gefälle von 9 m. Sie wurde mit offenen Sparbecken gebaut und mit einer Pumpenanlage versehen. Die untere Schleuseneinfahrt wird von einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke schiefwinklig gekreuzt. Für die gesamten Schleusenanlagen waren rd. 150000 m³ Beton und Eisenbeton herzustellen.

Dr.-Ing. K i e h n e, Direktor i. Fa. Bauunternehmung Heinrich Butzer, Niederlassung Kiel, berichtete über „Französische Eisenbetonbrücken“. Die in den letzten Jahren in Frankreich ausgeführten größeren Eisenbetonbrücken wurden an Hand von Lichtbildern kurz besprochen. Im Anschluß daran wurde der Umbau der Straßenbrücke über die Seine bei Pont de l'Arche behandelt, der einen Bestandteil des allgemeinen Projektes für die Verbesserung der Schifffahrt auf der Seine zwischen Rouen und Paris bildet. Die Straßenbrücke über die Seine bei Pont de l'Arche überspannte mit vier Öffnungen den schiffbaren

rechten Arm der Seine, während die übrigen fünf Bogen einen durch eine Insel getrennten Nebenarm der Seine überbrücken. Die Pfeiler der alten Brücke waren auf Holzpfahlrosten gegründet und mit Steinschüttungen umgeben. Infolge Beseitigung des untersten Wehres der Seine, in dessen Haltung die Brücke liegt, wären die hölzernen Gründungs-pfähle freigelegt und so der Zerstörung ausgesetzt worden. Die Brücke mußte deshalb umgebaut werden. Es wurden Einzelheiten dieser außergewöhnlichen Bauvorgänge besprochen, von denen die Druckluftgründung, der Aufbau der Melanbogen, das Ausbetonieren unter Kiesvorbelastung, die neuartige Ausführung des Abbruches der alten Brücke und der Verschiebungsvorgang hervorzuheben sind.

Direktor bei der Reichsbahn Dr.-Ing. K. S c h a e c h t e r l e, Direktion der Reichsautobahnen Berlin: „Die Gestaltung der Eisenbetonbrücken und Bauwerke der Reichsautobahnen“. Zu den bekannten und altbewährten Bauweisen in Holz, Stein und Stahl ist um die Jahrhundertwende der Eisenbeton hinzugekommen. Im Brückenbau ging man nur zögernd an die neue Bauweise heran; in der Einführungszeit blieb die Anwendung auf bescheidene Stützweiten beschränkt. Inzwischen sind im Bau von weit gespannten Balken- und Bogenbrücken Fortschritte erzielt worden. Über neue Gesichtspunkte für den Bau von Großbrücken und die Grenzen der möglichen Spannweiten sind auf der letzten Internationalen Tagung für Brückenbau und Hochbau beachtliche Mitteilungen gemacht worden. D i s c h i n g e r, Berlin, ist auf Grund seiner Untersuchungen zu dem Schluß gekommen, daß heute Spannweiten bis 500 m mit wirtschaftlich vertretbaren Kosten bewältigt werden können. Die Autobahnen stellen dem Brückenbau vielseitige, große und dankbare Aufgaben. An ausgewählten Beispielen wurden die Bauaufgaben und die mannigfaltigen konstruktiven Möglichkeiten und Formen gezeigt, die die Eisenbetonbauweise bietet. Die vielseitige Verwendung der Bauweise ist in erster Linie wirtschaftlich begründet. Die Heranziehung von künstlerischen Beratern zur Lösung der Gestaltungsaufgaben hat sich als anregend und fruchtbringend erwiesen. An den vielen großen und kleinen Bauwerken der Reichsautobahnen kann man bereits den Erfolg der vertrauensvollen Zusammenarbeit von Ingenieur und Architekt in der Formgebung, der Sorgfalt und Sauberkeit, der Durchbildung bis in die letzten Einzelheiten, der werkgerechten Verwendung und Verarbeitung der Baustoffe und der Einpassung in die Landschaft erkennen.

Oberreg.- und Baurat B. W e d l e r, Berlin: „Neue Brandversuche“. Eisenbetonbauten haben eine starke Widerstandsfähigkeit gegen Feuerwirkung. Das ist durch frühere Versuche besonders des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton und bei vielen Brandfällen erwiesen worden. Im Jahre 1934 sind nun vor allem mit Rücksicht auf die starke Brandgefahr bei etwaigen Luftangriffen die Anforderungen an feuerbeständige Bauteile nicht unwesentlich erhöht worden. Der Deutsche Ausschuss für Eisenbeton hat neuerdings sehr eingehende Versuche angestellt. Sie ergaben, daß bei zweckmäßiger Ausführung Eisenbetonbauteile und Steineisendecken auch den neuen Anforderungen hinsichtlich der Feuerbeständigkeit genügen. Allerdings sind bei Platten und Säulen und bei Steineisendecken zum Teil besondere Maßnahmen erforderlich.

Direktor Dr.-Ing. E n z w e i l e r i. Fa. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin: „Bauverfahren in den Vereinigten Staaten“. Anschließend an die Tagung der II. Talsperrenkonferenz in Washington wurden von dem Vortragenden eine Reihe von Baustellen in den Vereinigten Staaten besichtigt. Der Vortrag behandelte zunächst die Transporteinrichtungen, wobei an Hand zahlreicher Lichtbilder gezeigt wurde, daß alle Transporteinrichtungen in den Vereinigten Staaten nahezu gleislos sind. Besonders eingehend wurde sodann das Verfahren beim Herstellen und Einbringen von Beton gezeigt. Es fällt bei diesen Einrichtungen auch wieder die weitgehende Mechanisierung der Baustellen durch Verwendung von Förderbändern und automatischen Einrichtungen auf.

Prof. Dr.-Ing. G a r b o t z, Technische Hochschule, Berlin: „Reiseeindrücke vom amerikanischen Straßen- und Erdbau“:

a) S t r a ß e n b a u. Die stärkere Anschmiegung der Straße an das Gelände und die vereinfachten Herstellungsmethoden kennzeichnen den in seinen Ausmaßen ungewöhnlichen amerikanischen Straßenbau und seine Unterschiede gegenüber den deutschen Methoden. Normaler Lastwagentransport der Zuschlagstoffe, sackweise Zugabe des Zementes am üblichen Raupen-Straßenmischer, Handverteilung, leichte, auf jede Verdichtung durch Stampfen verzichtende Fertiger und Herstellung des Deckschlusses mit Handreibetrettern sind die Kennzeichen dieser einfachen Methoden, bei denen auch der Herstellung von Fugen und der Nachbehandlung nur ein viel geringeres Gewicht beigemessen wird.

b) E r d b a u. Zwei Gruppen von Baggergeräten lassen sich unterscheiden, die mit größeren und die mit kleineren Abtragshöhen. Bei den ersteren fällt auf, daß der Löffelbagger seine bisher beherrschende Stellung in steigendem Maße mit dem Eimerseil- und dem Kabelbagger teilen muß. Bei den letzteren haben sich ganz neuartige Hilfsmittel des Erdbaus eingebürgert, die zum Teil, wie der Grader und Radschraper, den Transport zur Kippe bei kleineren Förderweiten mit erledigen oder aber, wie der Eimerketten-Planumbagger oder der Elevating-Grader, besondere Fördergeräte hierzu benötigen. Wohl am auffälligsten ist der völlige Wegfall der Schienentransporte. Geländegängige Fahrzeuge mit und ohne Raupen mit Boden-, Seiten- und Hinterentleerung, selbstfahrend oder als Anhänger durchgebildet, für Inhalte bis zu 26 m³ ver-

kehren unter schwierigsten Verhältnissen auf dem frisch geschütteten Boden und liefern das Material auf der Kippe ab, wo es vom Raupenplanierpflug eingeebnet und von der Schafffußwalze in Schichten von 15—20 cm verdichtet wird.

Professor O. Graf, Technische Hochschule Stuttgart. „Reiseeindrücke zu materialtechnischen Fragen des Betonbaues, insbesondere des Betonstraßenbaues“: Der Vortragende erörterte seine Eindrücke, soweit sie die Werkstoffe des Betonbaues und die konstruktiven Aufgaben des Betonstraßenbaues betreffen. Zunächst wurden die Eigenschaften der amerikanischen Zemente im allgemeinen besprochen, dann die Straßenzemente. Hierauf folgten grundsätzliche Bemerkungen über die Gestaltung der deutschen Straßenzemente. Weiterhin wurde die Zusammensetzung und die Nachbehandlung des amerikanischen Straßenzements und die Bauart der Betonstraßen erörtert.

Dr.-Ing. K. L e n k, Vorstandsmitglied der Neuen Baugesellschaft Wayss & Freytag A.-G., Frankfurt/Main. „Herstellung und Anwendung von Spannbeton“: Spannbeton ist ein schnell erhärtender, sehr druckfester, nach besonderem Verfahren herzustellender Beton, in dem hochwertige Stähle unter hoher Zugvorspannung eingebettet werden. Die Zugvorspannung der Eisen wirkt nach Fertigstellung eines Konstruktionsgliedes als Druck auf den Beton aus und dann noch in genügendem Maße, wenn dieser durch Schwinden, elastische und plastische Verformung und Temperaturwirkung nachgibt. Die Mittel zur Herstellung dieses Spannbetons, der auf Vorschläge von Freyssinet zurückgeht, werden näher beschrieben, und die Vorteile von den Konstruktionen aus diesem Material aufgezeigt. Schließlich wurden einige Anwendungsbeispiele vorgeführt.

Hofrat Prof. Dr.-Ing. R. Saliger, Technische Hochschule Wien: „Der elastische und plastische Bereich im Eisenbeton“. In den letzten Jahren haben die Fachleute in zunehmendem Maße erkannt, daß die bisher übliche Berechnungsweise der Tragwerke aus Eisenbeton den Sicherheitsgrad solcher Bauwerke in vielen Fällen geringer einschätzt als er tatsächlich ist. Dies hängt mit den Berechnungsgrundlagen zusammen, die vom sogenannten elastischen Zustand ausgehen, wie er unter den rechnungsmäßigen Lasten auftritt, während unter den Höchstlasten, die ein Eisenbetonträger aufzunehmen vermag, der plastische Bereich erreicht wird.

Reg.-Baumstr. a. D. Dr.-Ing. C a r p, Emschergenossenschaft und Lippeverband, Essen: „Über Bergschäden und ihre Vermeidung“. Der Abbau der Kohle untertags zeigt sich oberhalb in senkrechten und waagerechten, verschieden großen Bewegungen des Erdreichs. Der Vortrag gab einen kurzen allgemeinen Überblick über diese Bewegungen und ihre Folgen für die an der Erdoberfläche oder in der Erde liegenden Anlagen. Dabei wurden die von der Emschergenossenschaft und dem Lippeverband im Ruhrgebiet gesammelten Beobachtungen und Erfahrungen verwertet. Für die Ermittlung der Zerrungs- und Pressungskräfte wurde ein Weg angegeben. Diese Kräfte bestimmen in erheblichem Maße die Bemessung der beanspruchten Bauteile und, was besonders für Bauten von großer Längenausdehnung, z. B. Stützmauern, in Frage kommt, den Abstand der Fugen, die zur Vermeidung der Baustoffzerstörung bei gegebenen Abmessungen vorzusehen sind. Ferner wurden die Biegemomente eines einfachen Baukörpers untersucht, hervorgerufen durch die Veränderungen der Auflagerbedingungen. Für die praktische Durchführung der Berechnungen wurden allgemein Vorschläge gemacht. Die Anwendung der mitgeteilten Gesichtspunkte wurde an einigen von der Emschergenossenschaft in den letzten Jahren ausgeführten großen Bauten gezeigt, die starker bergbaulicher Einwirkung unterliegen. Zum Schluß wurde kurz auf die Anwendung der vorgetragenen Grundsätze für den Betonstraßenbau in Bergsenkungsgebieten eingegangen.

M e h m e l, Berlin.

Änderungen der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

Der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton hat im Januar 1937 verschiedene Änderungen seiner im Jahre 1932 neubearbeiteten „Bestimmungen“ beschlossen, durch die eine weitgehende Ersparnis an Stahl im Eisenbetonbau erzielt werden soll. Bei diesen Änderungen wurde größter Wert darauf gelegt, daß trotz der Erhöhung der zulässigen Spannungen die Sicherheit der zu errichtenden Bauwerke nicht gefährdet wird, und daher als Vorbedingung für die Anwendung der höheren Stahlspannungen sorgfältige Bauausführung und vor allem sorgfältige Bereitung des Betons verlangt.

Für Handelseisen war im Eisenbetonbau bisher im Gegensatz zum Stahlbau, bei dem $\sigma_{zul} = 1.400 \text{ kg/cm}^2$ beträgt, nur eine Höchstspannung von 1.200 kg/cm^2 zugelassen, weil die Notwendigkeit der Haltung zwischen Beton und Bewehrung, die Rissegefahr im Beton, Ungenauigkeit in der Bauausführung u. dgl. für die Verbundbauweise einen größeren Sicherheitsgrad als für den Stahlbau erforderlich machen. Durch sorgfältige Bauüberwachung und besonders durch die getrennte Anlieferung der verschiedenen Körnungen der Zuschlagstoffe läßt sich eine hohe Festigkeit des Betons sicher erzielen, es kann daher erwartet werden, daß bei einem so hergestellten Beton die Verbundwirkung bei Bewehrungs-

eisen mit einem Durchmesser $\leq 26 \text{ mm}$ hinreichend gewährleistet ist und die Risse in der Zugzone nicht unzulässig groß werden. Bei diesen Eisenquerschnitten ist erfahrungsgemäß auch nicht zu befürchten, daß die Streckgrenze des Eisens unter 2.400 kg/cm^2 liegt, wenn auch von dem liefernden Stahlwerk keine Gewährleistung dafür übernommen wird. Um das vorhandene Bewehrungsessen für den Eisenbetonbau weitestgehend ausnutzen zu können, wird daher für Handelseisen als Eisenbetonbewehrung eine Höchstspannung von 1.400 kg/cm^2 zugelassen, falls durch Trennung der Zuschlagstoffe in die Körnungen 0 bis 7 mm und über 7 mm und durch sorgfältigste Bauüberwachung die Gewähr geboten ist, daß einwandfreier Beton mit einer Mindestwürfel Festigkeit $W_b \geq 160 \text{ kg/cm}^2$ erzielt wird.

Die schon längere Zeit schwebenden Verhandlungen mit dem Deutschen Stahlwerksverband über die Schaffung eines hochwertigen Betonstahls sind zum Abschluß gebracht und die Werte der zulässigen Spannung für diesen Stahl gegenüber den bisherigen Werten für Baustahl St 52 erhöht worden, gleichfalls unter der Voraussetzung, daß dieser Stahl nur in Verbindung mit hochwertigem Beton verarbeitet wird.

Durch die Zulassung von Hochofenschlackschlacke und Schlacken-sand als Zuschlagstoffe für Leichtbeton wird die zweckmäßige Verwendung dieser Nebenerzeugnisse der Stahlerzeugung gefördert.

Der Herr Reichs- und Preußische Arbeitsminister hat im Einvernehmen mit dem Herrn Beauftragten für den Vierjahresplan, Ministerpräsident Generaloberst Göring, Abt. Rohstoffversorgung, diese von dem Deutschen Ausschuß für Eisenbeton beschlossenen Änderungen der Eisenbetonbestimmungen den Länderregierungen zur sofortigen Inkraftsetzung übersandt.

Die Vorschläge für die Erhöhung der Eisenspannungen setzen eine höhere Güte des Betons, besondere Maßnahmen bei seiner Herstellung und eine sorgfältige Bauüberwachung voraus. Obwohl dem Ausschuß die Mängel wohl bekannt sind, die bisher noch vielfach auf diesen Gebieten in der Praxis herrschen, so hat er doch im Interesse der notwendigen Stahlersparnis geglaubt, die sich daraus ergebenden Bedenken gegen die neuen Vorschläge zurückstellen zu sollen. Er erwartet aber, daß sich nunmehr alle Unternehmer der Bedeutung dieser Fragen bewußt werden und die Voraussetzungen für die neuen Vorschläge hinsichtlich der Güte des Betons auch in allen Fällen erfüllen. Die Baupolizei wird ebenfalls wesentlich hierzu beitragen können, um Mißerfolge und Unfälle zu vermeiden.

Die Vorschriften des Normblatts DIN 1075 — Berechnungsgrundlagen für massive Brücken — werden durch die Änderungen der Eisenbetonbestimmungen nicht berührt.

Betreffend Zulassung von Sonderbewehrungen mit hoher Streckgrenze hat der Ausschuß empfohlen, für Sonderstähle mit einer Mindeststreckgrenze $\sigma_s = 3600 \text{ kg/cm}^2$ die gleichen Spannungen zuzulassen wie sie nach Einführung der Änderungen in den „Bestimmungen“ für hochwertigen Betonstahl zugelassen werden. Auch die dadurch bedingten Spannungserhöhungen werden zu einer Stahlersparnis führen. Diese Empfehlung ist gleichfalls von dem Herrn Reichs- und Preußischen Arbeitsminister den zuständigen Zulassungsbehörden mitgeteilt worden.

Als bauliche Maßnahmen, durch die eine Verringerung des Stahlverbrauchs im Eisenbetonbau erzielt werden kann, werden von dem Ausschuß empfohlen:

Bei durchlaufenden Balken die Anordnung von Vouten, wodurch gegenüber der in neuerer Zeit aus architektonischen Gründen bevorzugten Ausführung ohne Vouten bedeutend an Bewehrung gespart werden kann.

Ausführung von bogenförmigen Tragwerken für Brücken, Durchlässe u. dgl. in Stützlinienform, nicht als Kreisbögen.

Vermeidung zu schlanker Säulen mit hohem Bewehrungsgehalt; Säulen mit mehr als 3% Bewehrung sollten nicht angeordnet werden.

Vermeidung zu niedriger Plattenbalken; Plattenbalken mit Druckeinlagen im Bereich der positiven Momente sollten nicht gebaut werden.

Es wurde empfohlen, bei Ausschreibungen den Firmen Gelegenheit zu geben, solche Lösungen vorzuschlagen, die wenig Eisen erfordern. Um dies zu fördern, sollte eine gewisse Wertigkeitsziffer eingeführt werden, mit der beim Vergleich der Angebote der Eisenaufwand multipliziert wird. Es wäre dadurch auch möglich, die Erfahrungen zu verwerten, die in den Entwurfbüros altbewährter Firmen gesammelt sind.

Durch die Ausnutzung der erhöhten zulässigen Spannungen verbunden mit einer Bauplanung gemäß den Empfehlungen betreffend bauliche Maßnahmen werden sich im Eisenbetonbau erhebliche Mengen Stahl einsparen lassen.

Die demnächst erscheinenden Neuausgaben der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton im Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, und des entsprechenden Normblattes DIN 1045 im Beuth-Verlag, Berlin, werden die oben genannten Änderungen enthalten.

BUCHBESPRECHUNG.

Koch, W. und E. Boedeker: Schwingungen im Bauwesen, bei Fahrzeugen und Maschinen, Schwingungsmessung. Literaturzusammenstellungen aus dem Gebiet der Technischen Mechanik und Akustik, herausg. v. W. Zeller VDI, Heft 5, Berlin: VDI-Verlag, 1936. 19 S. 478 Titel DIN A 4. Preis RM 2,50.

Als Teilfortsetzung von Heft 3 der „Literaturzusammenstellungen“ werden in dem jetzt vorliegenden Heft 5 die im Titel gekennzeichneten Schwingungserscheinungen besprochen. Von der gemeinsamen Behandlung mit den Lärmabwehrfragen ist abgegangen worden. Wer die Schwierigkeiten kennt, die — nicht nur in der Beschaffung — sondern

schon in der Auffindung der gerade interessierenden Einzelfragen liegen, wird diese ein ungeheures Gebiet erfassende und in übersichtlicher Form dargebotenen Schriftennachweise als eine außerordentliche Erleichterung empfinden und dem Herausgeber und den Verfassern für ihre Arbeit Dank zollen. Einige Schlagworte über den Inhalt seien angeführt: Schwingungen in mathematisch-physikalischer Darstellung, Boden, Fundamente, Gebäude, Fahrzeuge, Maschinen, Brücken, Eisenbahnoberbau, Meßgeräte und -verfahren, Einwirkung auf Menschen, Rechts- und Verwaltungsfragen, Verfasser und Sachtitel.

T h. P ö s c h l, Karlsruhe.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 9 vom 4. März 1937 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 4 c, Gr. 35. K 140 479. Fa. Aug. Klönne, Dortmund. Wasserloser Gasbehälter. 24. XII. 35.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. H 143 214. Hugo Herzbruch, Essen-Bredeneu. Muffenverbindung für ringförmigen eisernen Grubenausbau; Zus. z. Pat. 613 042. 26. V. 32.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. T 39 674. Alfred Thiemann, Dortmund. Nachgiebiger eiserner Grubenausbau. 2. XI. 31.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. St 51 943. Waldemar Stabenow, Berlin. Grubenausbaulement. 23. II. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 11. Sch 107 378. Franz Schmoll, Limburg a. L. Schienenbefestigung auf eiserner Unterlage mittels durch Ausnehmungen von Führungsrippen durchgeführter Keile. 24. VI. 35.
- Kl. 19 b, Gr. 1/10. Sch 104 076. Heinrich Schörling, Hannover. Mit Unterdruck arbeitende Straßenkehr- und Entstaubungsmaschine. 26. IV. 34.
- Kl. 19 b, Gr. 1/10. Sch 105 607. Heinrich Schörling, Hannover. Fahrbare Entstaubungsmaschine. 16. XI. 34.
- Kl. 19 c, Gr. 2/01. O 21 905. Ernst Otto, Berlin. Pflasterblock aus Beton mit einer Deckschicht aus Asphalt. 2. VII. 35.
- Kl. 20 h, Gr. 4. H 148 078. Humboldt-Deutzmotoren Akt.-Ges., Köln und Karl Ruhl, Unna-Königsborn. Sperre für Förderwagen. 29. VI. 36.
- Kl. 20 h, Gr. 8. H 145 229. Heinrich Hohl, Essen. Förderwagenreiniger. 7. X. 35.
- Kl. 20 h, Gr. 10. P 68 461. The P. & M. Co. (England) Ltd., London; Vertr.: Dr.-Ing. A. Schmidt, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Schienenschmiervorrichtung. 9. XI. 33. V. St. Amerika 10. XI. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 17. A 76 979. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Weichenstellvorrichtung mit Motorantrieb. 5. IX. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 45. N 37 992. N. V. Machinerieen-en Apparaten Fabrieken „Meaf“, Utrecht, Niederlande; Vertr.: Dr. G. Weissenberger, Dipl.-Ing. M. Schulte-Kemminghausen, Dipl.-Ing. E. Heilmann, Dipl.-Ing. W. Langewiesche, Dipl.-Ing. F. Mathes u. Dipl.-Ing. K. Brose, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Einrichtung zur Überwachung von Eisenbahnsignalen, insbes. für Überwege. 1. IV. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 45. N 37 992. N. V. Machinerieen-en Apparaten Fabrieken „Meaf“, Utrecht, Holland; Vertr.: Dr. G. Weissenberger, Dipl.-Ing. M. Schulte-Kemminghausen, Dipl.-Ing. E. Heilmann, Dipl.-Ing. W. Langewiesche, Dipl.-Ing. F. Mathes u. Dipl.-Ing. K. Brose, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Überwachungseinrichtung für Signalanlagen, insbes. für Eisenbahnblinksignale an Überwegen. 3. IV. 35.
- Kl. 20 k, Gr. 9/01. H 145 856. Karl Eckl, München. Zweiteilige Fahrdrahtklemme für elektrische Bahnen. 4. XII. 35.
- Kl. 37 b, Gr. 5/01. J 42 009. Albert Römer, Oberlendorf a. Rh. Befestigung von Platten für Wandbekleidungen, kittlose Verglasungen u. dgl. 4. VII. 31.
- Kl. 37 d, Gr. 5. G 89 937. Johannes Gillberg, Stockholm; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Bierreth, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Befestigung hölzerner Dielenträger an Stützen. 5. III. 35. Schweden 7. III. 34.
- Kl. 37 f, Gr. 5. A 74 419. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Riesa. Schornstein. 27. X. 34.
- Kl. 72 g, Gr. 7/03. D 68 668. Rudolf Dietel, Düsseldorf. Sicherung gegen Geschosplitter und Kampfstoffe für Kellerfenster mit vorgelagertem Lichtsacht. 30. VIII. 34.
- Kl. 72 g, Gr. 7/03. M 130 982. Elgar Matuschek, Kiel. Splitterschutz für Fenster und Ausgänge in Luftschutzräumen und Unterständen. 13. V. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 25/06. N 38 448. Naamlooze Vennootschap De Bataafsche Petroleum Maatschappij, Haag, Niederlande; Vertr.: Dr. K. Th. Hegel, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zur Her-

stellung von beständigen wäßrigen Dispersionen bituminöser Stoffe. 1. VIII. 35. Großbritannien 2. VIII. 34.

- Kl. 84 c, Gr. 2. P 66 711. Dortmund-Hoerder Hüttenverein Akt.-Ges., Dortmund. Eingerammter eiserner Gründungspfahl; Zus. z. Pat. 641 553. 28. XII. 32.
- Kl. 85 b, Gr. 3/03. F 77 267. Hermann Frank, Köln-Lindenthal. Vorrichtung zum Enthärten von Wasser. 13. III. 34.
- Kl. 85 d, Gr. 12. L 82 798. Emil Lademann, Berlin. Absperrschieber für Wasserpfosten. 31. XII. 32.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 10 vom 11. März 1937 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 b, Gr. 16. B 173 258. Dipl.-Ing. Alwin Düsterloh, Sprockhövel i. W., u. August Huxel, Castrop-Rauxel. Vorrichtung zum Unschädlichmachen von Gesteinsbohrstaub. 6. III. 36.
- Kl. 19 a, Gr. 10. St 53 841. Paul Steinmetzer, Hürth b. Köln. Gegen Lösung durch Unbefugte gesicherte Schienenbefestigung auf Unterlegplatten und Holzschwellen. 22. VIII. 35.
- Kl. 19 a, Gr. 11. K 139 388. Fritz Minor u. Wilhelm Zweibäumer, Düsseldorf. Schraubenlose Schienenbefestigung auf Rippenunterlegplatten mittels durch Querausnehmungen der Rippen geführter Klemmstücke. 24. IX. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 6. V 31 471. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Verlängerung des Kontaktschlusses oder der Kontaktunterbrechung bei Handverschlüssen im Eisenbahnsicherungswesen. 12. I. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 11/01. O 22 154. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Bremsschaltung für Wechselstrom-Signalantrieb. 13. XII. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 13. O 21 721. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Überwachungseinrichtung für Weichen- und Signalstellwerke. 14. III. 35.
- Kl. 20 i, Gr. 38. V 20 277. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Selbsttätiges Streckenblocksystem. 9. I. 34.
- Kl. 20 i, Gr. 39. V 29 835. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Wegübergangssignaleinrichtung. 12. VIII. 33.
- Kl. 37 c, Gr. 5/01. M 129 205. Rudolf Mietzsch, Dresden. Stehfalzverbindung von Metallplatten oder Metallbändern, insbes. zur Deckung und Abdichtung von Dächern. 16. XI. 34.
- Kl. 37 e, Gr. 9/04. S 118 606. Dr.-Ing. Ferdinand Siemonsen, Mannheim. Kletterschaltung zur Herstellung von Mauern, Türmen u. dgl. 11. VI. 35.
- Kl. 37 f, Gr. 7/03. B 166 634. Dipl.-Ing. Oskar Brockmann, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dr. H. Göller, Dipl.-Ing. H. Baumeister u. Dipl.-Ing. A. Boshart, Pat.-Anwälte, Stuttgart. Drehschiebetür; Zus. z. Pat. 574 028. 27. VIII. 34. Schweiz 26. VIII. 33.
- Kl. 68 c, Gr. 1. St 53 287. Steinau Stahltüren- u. Fensterbau, Neheim, Ruhr. Gelenkband für gassichere Türen, Fensterblenden o. dgl. 16. III. 35.
- Kl. 80 a, Gr. 8. A 75 955. Alfelder Eisenwerk Otto Wesselmann & Co., Alfeld, Leine. Vorrichtung zum Herstellen von Straßenbaumakadam; Zus. z. Pat. 613 341. 21. V. 30.
- Kl. 81 e, Gr. 106. S 120 668. Société Venot & Cie., Onnaing, Nord, Frankreich; Vertr.: Dr. O. Kron, Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf. Um eine waagerechte und senkrechte Achse schwenkbarer Entsicherungskratzer. 3. XII. 35. Frankreich 26. XII. 34.
- Kl. 81 e, Gr. 137. W 96 410. Rudolf Wiedemann, München. Belüftungseinrichtung für Getreidesilos. 17. IV. 35.
- Kl. 84 c, Gr. 4. C 51 383. Dipl.-Ing. Hugo Cordes, Altona. Brennstoffpumpe an Dieselschlagbären. 28. II. 36.
- Kl. 84 d, Gr. 1/06. B 147 957. Dipl.-Ing. Gustav Bauer, Halle a. S., u. Paul Schmidt, Magdeburg-Friedrichsstadt. Unten offener Schrapperkübel mit einem im vorderen Teil des Kübels winkelvestellbar gelagerten Schneidmesser. 24. I. 31.