

das Versetzgerüste B so in Verbindung, dass das Wagengeleise vw über das Steggeleise el weggeht, damit der Krahn über den Steinwagen w' gebracht werden kann, um dessen Last zu empfangen. Die Ständer (a) dieses Gerüsts werden entweder besonders in den Boden gerammt oder auf die Leitpfähle der Spundwand, welche den Pfeiler umgibt, aufgepfropft. Unter sich sind sie durch Schwertlatten, oder aufgenagelte oder angeschraubte Bretter und Bohlen (d, d) verbunden, und über sie hinweg laufen die Holme f, die an den Enden durch die Querschwellen m zusammengehalten werden. Auf diesen Holmen liegt ein Schienengeleise vw zur Bewegung des Wagens W, auf dem man den Krahn nach der Richtung xz vor- und rückwärts schieben kann. Der Wagen W

wird von Arbeitern, die auf dem Stege k stehen, und der Krahn von dem Stege n aus, auf dem sich die Haspeldreher befinden, geschoben.

Die Wirkungsweise der verschiedenen Theile des Krahns als bekannt vorausgesetzt, wollen wir nur noch darauf hindeuten, dass derselbe drei auf einander senkrechte Bewegungen der Last gestattet, nämlich eine lothrechte durch die Drehung der Haspeln, eine wagrechte senkrecht zur Stirnseite der Brücke durch Bewegung des Wagens W auf dem Geleise vw, und eine zweite wagrechte, parallel zur Stirnfläche, durch seine eigene Verschiebung auf dem Geleise xz. Durch diese drei Bewegungen ist es aber möglich, ein Werkstück an jede beliebige Stelle des Pfeilers zu bringen.

III. Eiserne Brücken.

Die eisernen Brücken sind zum Theil den hölzernen und steinernen Brücken nachgeahmt, zum Theil aber auch in neu entwickelten, bei den älteren beiden Brückengattungen nicht vertretenen Formen ausgeführt worden.

Je nach der Einwirkung der Hauptträger auf Pfeiler und Widerlager lassen sich hier drei Gruppen unterscheiden, deren erste dadurch charakterisirt ist, dass die Stützen keinen oder nur sehr geringen Seitenschub erleiden, — hieher gehören die Barren-, Balken-, Gitter- und Fachwerk-Brücken —, deren zweite die Bogenbrücken umschliesst, bei welchen die seitlichen Einwirkungen den Abstand der Stützen zu vergrössern suchen, und deren dritte durch die Hängebrücken gebildet wird, bei welchen der Angriff auf die Stützen eine Annäherung derselben zu bewirken strebt.

Für jede dieser drei Gruppen sind durch die Vorlegeblätter ausgewählte Beispiele gegeben.

Was die Aufeinanderfolge der Tafeln anlangt, so wurde diese theils nach der Grösse der Bauwerke, theils nach der constructiven Ausbildung der einzelnen Systeme, wo thunlich auch mit Rücksicht auf geschichtliche Momente festgestellt.

Die beweglichen Brücken sind nur durch ein Beispiel vertreten, welches bereits in den ersten Auflagen der Vorlegeblätter aufgenommen war und welches die Anordnung der wichtigsten beweglichen Brücken, nämlich der Drehbrücken, wenn auch nicht in der ausgebildeten Construction der Träger zeigt, welche dieselben in neuerer

Zeit erhalten. Weitere Darstellungen über diese Abtheilung von Brücken mussten mit Rücksicht auf den Umfang der neuen Auflage unterbleiben.

Was die Berechnung eiserner Brücken betrifft, so werden wir auch hier, wie bei den hölzernen Brücken, die Anwendung von Formeln, zu deren Verständniss nicht zu weit gehende Erklärungen nöthig sind, an einzelnen durch die Tafeln gebotenen Beispielen zeigen, das hauptsächlichste Gewicht aber auf die Beschreibung der Construction und auf jene Angaben legen, welche die Grundlage der Berechnungen bilden.

Zu letzteren gehört aber vorzugsweise eine geeignete Festsetzung der zu verwendenden Festigkeitscoefficienten, und da diese Frage bei allen Untersuchungen wiederholt auftritt, so erachten wir es für zweckmässig, das Wesentlichste hierüber bezüglich des in neuester Zeit fast ausschliesslich zu Brückenconstructionen verwendeten Schmiede-Walzeisens sofort anzufügen.

1) Als zulässige Druck-, Zug- oder Schubspannung wird noch ziemlich allgemein ein aliquoter, in der Regel der fünfte Theil der Druck-, Zug- oder Schubfestigkeit festgesetzt, und sodann angenommen, man habe mit fünffacher Sicherheit construirt. Die üblichen Ansätze für die zulässigen Spannungen α , β und γ bewegen sich demgemäss zwischen 60 und 66^T pr. □^{dm}. Ausser der hierin enthaltenen unrichtigen Vorstellung, als seien Spannungen über die Elasticitätsgrenze (ca. 160^T pr. □^{dm}) noch sicher, erscheinen diese Annahmen auch deshalb willkürlich, weil hiebei keine Rücksicht darauf genommen

ist, dass die durch wechselnde oder Verkehrslasten hervorgerufenen Spannungen ungleich gefährlicher wirken, als die gleich grossen ruhenden Lasten entsprechenden Spannungen.

2) Unseres Wissens forderte Director Gerber zuerst, dass als Aequivalent für die Verkehrslast eine grössere ruhende Last oder dass

$$\dot{\alpha}_p + \tau \dot{\alpha}_k = \dot{\alpha}_g \dots \dots \dots (1)$$

d. h. die einfache Spannung durch ruhende Last plus der τ -fachen Spannung der Verkehrslast gleich der Grenzspannung ($\dot{\alpha}_g$) gesetzt werde. Der Coefficient τ bestimmte den Sicherheitsgrad oder die relative Tragfähigkeit einer Construction.

Schon vor dem Jahre 1859 rechnete Gerber nach dieser Methode und setzte $\tau = 3$ und $\dot{\alpha}_g = 160^T$ pr. \square^{dm} ; construirte also mit dreifacher relativer Tragfähigkeit.

Um ohne weitere Rücksicht auf die Zusammensetzung einer gleichmässig vertheilten Gesamtlast \dot{q} pr. Längeneinheit aus dem Eigengewichte \dot{p} und der Verkehrslast \dot{k} rechnen zu können, ermittelt man sich für jeden gegebenen Fall die grösste Spannung aus

$$\dot{\alpha}_q = 160 \frac{\dot{p} + \dot{k}}{\dot{p} + 3\dot{k}}; \dots \dots \dots (2)$$

oder nach einer etwas anderen Norm, welche kurze Zeit beim Bau der bayerischen Eisenbahnbrücken giltig war, aus

$$\dot{\alpha}_q = 120 \frac{\dot{p} + \dot{k}}{1,2 \dot{p} + \tau \dot{k}} \dots \dots \dots (3)$$

Hienach beträgt die grösstzulässige Spannung bei ruhender Last nur $\frac{120}{1,2} = 100^T$.

Der Werth τ wurde bei den Haupttragwänden für verschiedene Stützweiten (l) in der Weise veränderlich genommen, wie die unter den betreffenden Stützweiten angegebenen Zahlen (τ) ersehen lassen;

l:	unter 6 ^m ,	6—9 ^m ,	9—12 ^m ,	12—15 ^m ,	15—18 ^m ,	18—20 ^m ,
τ :	3,5,	3,4,	3,2,	3,1,	3,0,	2,9,
l:	20—24 ^m ,	24—26 ^m ,	26—30 ^m ,	über 30 ^m		
τ :	2,8,	2,7,	2,6,	2,5;		

bei allen übrigen Brückentheilen wurde $\tau = 3,5$ gesetzt.

Ausserdem dass der Coefficient $\tau = 3$ im Obigen ziemlich willkürlich erscheint, lässt sich gegen diese Behandlung noch einwenden, dass das Verhältniss $\dot{\alpha}_p : \dot{\alpha}_k = \dot{p} : \dot{k}$, d. h. dass die Spannungen durch das Eigengewicht und die Verkehrslast sich verhalten wie diese Lasten, nur zutrifft bezüglich der Gurtungen, dass dies aber nicht mehr der Fall ist bezüglich der Füllungsglieder der Tragwände, nämlich der Ständer und Diagonalen, und dass also die erwünschte gleichmässige Sicherheit der ganzen Construction auf diesem Wege nicht erreicht wird.

3) Es ist bekannt, dass eine durch ruhende Belastung hervorgerufene Spannung, welche unter der Elasticitätsgrenze bleibt, den angegriffenen Eisenstab nicht gefährdet. Es ist aber auch durch Wöhler festgestellt, dass ein häufiger Wechsel solcher Spannungen, d. h. häufig wieder-

holte Belastung und Entlastung einen Bruch veranlasst, und dass dieser Bruch um so schneller eintritt, je grösser der Unterschied in den Spannungen ($\dot{\alpha}_p$ und $\dot{\alpha}_k$) und je näher die grösste Spannung der Elasticitätsgrenze liegt.

Auf Grund der Wöhler'schen Versuche hat nunmehr Herr Gerber vor einigen Jahren eine neue Bestimmungsweise der zulässigen Spannungen in Eisenconstruktionen angegeben, welche neuerdings bei den Berechnungen eiserner Brücken in Bayern Verwendung findet, und welche durch nachstehende Entwicklungen und Angaben erläutert werden soll.

Wenn durch die statische Berechnung die beiden Belastungen eines Eisenstabes (Constructionstheiles) \dot{S}_p und \dot{S}_k — bei ruhender und bewegter Last — gefunden sind und der Querschnitt F desselben zu bestimmen ist, so hat, wenn \dot{S}_p und \dot{S}_k je für sich allein wirkend angenommen wird,

$$\dot{S}_p = F \dot{\alpha}_p \text{ und } \dot{S}_k = F \dot{\alpha}_k \dots \dots \dots (4)$$

zu sein, und man erhält hieraus

$$\frac{\dot{S}_p}{\dot{S}_k} = \frac{\dot{\alpha}_p}{\dot{\alpha}_k} = \varphi \dots \dots \dots (5)$$

Aus ökonomischen Rücksichten sollte F möglichst klein gemacht werden. Durch Verkleinern von F wird aber die Spannungsintensität $\dot{\alpha}_p$ und $\dot{\alpha}_k$ gesteigert und aus Rücksicht auf die Sicherheit sollen beide Werthe nicht zu nahe an dem Grenzwerthe $\dot{\alpha}_g$ liegen.

Die hier gestellte Aufgabe, F zu finden, ist identisch mit jener in Gleichung (1), den Coefficienten τ zu bestimmen.

Multiplicirt man Gleichung (1) mit F, so erhält man:

$$\begin{aligned} F \dot{\alpha}_g &= F \dot{\alpha}_p + \tau F \dot{\alpha}_k = \dot{S}_p + \tau \dot{S}_k \\ &= \dot{S}_k \left(\frac{\dot{S}_p}{\dot{S}_k} + \tau \right) = \dot{S}_k (\varphi + \tau) = \dot{S}_k \sigma; \\ F &= \sigma \frac{\dot{S}_k}{\dot{\alpha}_g}, \dots \dots \dots (6) \end{aligned}$$

worin σ gleich $\varphi + \tau$ gesetzt ist.

Kennt man den Coefficienten τ und damit auch $\sigma = \varphi + \tau$, so ist in vorstehender Formel (6) F in sehr einfacher Weise zu erhalten.

Wenn man die zulässigen und vorläufig noch unbekannten Beziehungen zwischen $\dot{\alpha}_p$ und $\dot{\alpha}_k$ zu $\dot{\alpha}_g$ durch

$$\dot{\alpha}_p = y \dot{\alpha}_g \text{ und } \dot{\alpha}_k = x \dot{\alpha}_g \dots \dots \dots (7)$$

ausdrückt, so lassen sich die wechselseitigen Beziehungen von $\dot{\alpha}_p$ und $\dot{\alpha}_k$ durch eine Curve versinnlichen, deren Coordinaten x und y sind. Für diese Curve hat Herr Gerber auf Grundlage der Wöhler'schen Versuche die Gleichung

$$y^2 + \frac{1}{4} x^2 + xy + 1,5 x - 1 = 0 \dots \dots (8)$$

empirisch abgeleitet. Aus derselben findet man den Coefficienten τ und $\sigma = \varphi + \tau$, wenn man durch Verbindung von Gleichung (5) und (7)

$$\frac{\dot{\alpha}_p}{\dot{\alpha}_k} = \varphi = \frac{y}{x}, \dots \dots \dots (9)$$

also auch $y = \varphi x$ und $x = \frac{y}{\varphi}$ ableitet.

Wenn man bald den einen, bald den andern der beiden Werthe in Gleichung (1) einsetzt, so wird

$$\varphi x + \tau x = 1, \text{ daher}$$

$$x = \frac{1}{\varphi + \tau} = \frac{1}{\sigma} \quad \dots \dots \dots (10)$$

und

$$y + \tau \frac{y}{\varphi} = 1, \text{ daher}$$

$$y = \frac{\varphi}{\tau + \varphi} = \frac{\varphi}{\sigma} \quad \dots \dots \dots (11)$$

erhalten.

Durch Einsetzen dieser beiden Werthe für x und y aus Gleichung (10) und (11) in die Gerber'sche Gleichung (8) entsteht

$$\frac{\varphi^2}{\sigma^2} + \frac{1}{4} \frac{1}{\sigma^2} + \frac{\varphi}{\sigma^2} + \frac{1,5}{\sigma} - 1 = 0,$$

$$\text{oder} \quad \sigma^2 - 1,5\sigma = \varphi^2 + \varphi + \frac{1}{4}, \quad \dots \dots \dots (12)$$

woraus gefunden wird

$$\sigma = 0,25 (3 + \sqrt{9 + 4(1 + 2\varphi)^2}) \quad \dots \dots (13)$$

$$\text{und} \quad \varphi = -0,5 \pm \sqrt{\sigma^2 - 1,5\sigma} \quad \dots \dots \dots (14)$$

Mittelst dieser Gleichung ist die nachfolgende Tabelle berechnet, aus welcher für irgend einen gegebenen Werth $\varphi = \frac{\hat{S}_p}{\hat{S}_k}$ der zugehörige Werth von σ entnommen, in die Gleichung (6) eingesetzt und hieraus F erhalten werden kann.

Gerber's Tabelle für die Coefficienten der Schwingungsfestigkeit.

$\varphi = -\frac{1}{2} \pm \sqrt{\sigma^2 - \frac{3}{2}\sigma}$ $\tau + \varphi = \sigma = \frac{1}{4} (3 + \sqrt{9 + 4(2\varphi + 1)^2})$ Für $\varphi = 0$ oder $-1 : \sigma = 1,6514$.															
σ	φ	φ	Diffe- renz.	σ	φ	φ	Diffe- renz.	σ	φ	φ	Diffe- renz.	σ	φ	φ	Diffe- renz.
1,50	-0,500	-0,500		1,88	+0,345	-1,345	13	2,26	+0,811	-1,811	12	2,78	+1,386	-2,386	21
1,51	-0,377	-0,623	123	1,89	+0,359	-1,359	14	2,27	+0,822	-1,822	11	2,80	+1,408	-2,408	22
1,52	-0,325	-0,675	32	1,90	+0,372	-1,372	13	2,28	+0,834	-1,834	12	2,82	+1,430	-2,430	22
1,53	-0,286	-0,714	39	1,91	+0,385	-1,385	13	2,29	+0,845	-1,845	11	2,84	+1,451	-2,451	21
1,54	-0,252	-0,748	34	1,92	+0,398	-1,398	13	2,30	+0,856	-1,856	11	2,86	+1,472	-2,472	21
1,55	-0,222	-0,778	30	1,93	+0,411	-1,411	13	2,31	+0,868	-1,868	12	2,88	+1,494	-2,494	22
1,56	-0,194	-0,806	28	1,94	+0,424	-1,424	13	2,32	+0,879	-1,879	11	2,90	+1,515	-2,515	21
1,57	-0,168	-0,832	26	1,95	+0,437	-1,437	13	2,33	+0,891	-1,891	12	2,92	+1,536	-2,536	21
1,58	-0,144	-0,856	24	1,96	+0,450	-1,450	13	2,34	+0,902	-1,902	11	2,94	+1,558	-2,558	22
1,59	-0,122	-0,878	22	1,97	+0,462	-1,462	12	2,35	+0,913	-1,913	11	2,96	+1,579	-2,579	21
1,60	-0,100	-0,900	22	1,98	+0,475	-1,475	13	2,36	+0,925	-1,925	12	2,98	+1,600	-2,600	21
1,61	-0,079	-0,921	21	1,99	+0,487	-1,487	12	2,37	+0,936	-1,936	11	3,00	+1,621	-2,621	21
1,62	-0,059	-0,941	20	2,00	+0,500	-1,500	13	2,38	+0,947	-1,947	11	3,10	+1,727	-2,727	106
1,63	-0,040	-0,960	19	2,01	+0,512	-1,512	12	2,39	+0,958	-1,958	11	3,20	+1,832	-2,832	105
1,64	-0,021	-0,979	19	2,02	+0,525	-1,525	13	2,40	+0,969	-1,969	11	3,30	+1,937	-2,937	105
1,65	-0,003	-0,997	18	2,03	+0,537	-1,537	12	2,41	+0,980	-1,980	11	3,40	+2,042	-3,042	105
1,66	+0,015	-1,015	18	2,04	+0,549	-1,549	12	2,42	+0,992	-1,992	12	3,50	+2,146	-3,146	104
1,67	+0,033	-1,033	18	2,05	+0,562	-1,562	13	2,43	+1,003	-2,003	11	3,60	+2,250	-3,250	104
1,68	+0,050	-1,050	17	2,06	+0,574	-1,574	12	2,44	+1,014	-2,014	11	3,70	+2,353	-3,353	103
1,69	+0,067	-1,067	17	2,07	+0,586	-1,586	12	2,45	+1,026	-2,026	12	3,80	+2,456	-3,456	103
1,70	+0,083	-1,083	16	2,08	+0,598	-1,598	12	2,46	+1,037	-2,037	11	3,90	+2,559	-3,559	103
1,71	+0,099	-1,099	16	2,09	+0,610	-1,610	12	2,47	+1,048	-2,048	11	4,00	+2,662	-3,662	103
1,72	+0,115	-1,115	16	2,10	+0,622	-1,622	12	2,48	+1,059	-2,059	11	4,10	+2,765	-3,765	103
1,73	+0,131	-1,131	16	2,11	+0,634	-1,634	12	2,49	+1,070	-2,070	11	4,20	+2,868	-3,868	103
1,74	+0,146	-1,146	15	2,12	+0,646	-1,646	12	2,50	+1,081	-2,081	11	4,30	+2,970	-3,970	102
1,75	+0,161	-1,161	15	2,13	+0,658	-1,658	12	2,52	+1,103	-2,103	22	4,40	+3,072	-4,072	102
1,76	+0,176	-1,176	15	2,14	+0,670	-1,670	13	2,54	+1,125	-2,125	22	4,50	+3,174	-4,174	102
1,77	+0,191	-1,191	15	2,15	+0,682	-1,682	12	2,56	+1,147	-2,147	22	5,00	+3,683	-4,683	509
1,78	+0,206	-1,206	15	2,16	+0,694	-1,694	12	2,58	+1,169	-2,169	22	5,50	+4,190	-5,190	507
1,79	+0,220	-1,220	14	2,17	+0,706	-1,706	12	2,60	+1,191	-2,191	22	6,00	+4,696	-5,696	506
1,80	+0,235	-1,235	15	2,18	+0,718	-1,718	12	2,62	+1,213	-2,213	22	6,50	+5,201	-6,201	505
1,81	+0,249	-1,249	14	2,19	+0,729	-1,729	11	2,64	+1,235	-2,235	22	7,00	+5,705	-6,705	504
1,82	+0,263	-1,263	14	2,20	+0,741	-1,741	12	2,66	+1,257	-2,257	22	7,50	+6,208	-7,208	503
1,83	+0,277	-1,277	14	2,21	+0,752	-1,752	11	2,68	+1,278	-2,278	21	8,00	+6,711	-7,711	503
1,84	+0,291	-1,291	14	2,22	+0,764	-1,764	12	2,70	+1,300	-2,300	22	8,50	+7,214	-8,214	503
1,85	+0,305	-1,305	14	2,23	+0,776	-1,776	12	2,72	+1,322	-2,322	22	9,00	+7,716	-8,716	502
1,86	+0,318	-1,318	13	2,24	+0,788	-1,788	12	2,74	+1,343	-2,343	21	9,50	+8,218	-9,218	502
1,87	+0,332	-1,332	14	2,25	+0,799	-1,799	11	2,76	+1,365	-2,365	22	10,00	+8,720	-9,720	502

In Obigem ist der Wechsel der Spannungen zwar als ein plötzlicher, aber als ein nicht mit Erschütterungen und Stössen verbundener in Betracht gezogen. Die Verkehrsbelastungen sind aber immer mit Erschütterungen verbunden, welchen in genügendem Maasse Rechnung getragen werden muss.

Nach Gerber's Beobachtungen soll in ungünstigen Fällen die Einsenkung einer Brücke unter einer bewegten Verkehrslast (Militär-Colonne im Marsch) 1,5 mal so gross werden können, als bei derselben ruhenden Belastung. Er stellt hienach die Regel auf, dass in den Berechnungen die Verkehrslasten oder ihre Wirkungen in ruhendem Zustande mit 1,5 zu multipliciren sind, dass also F aus der Gleichung

$$F = 1,5 \cdot \sigma \cdot \frac{\hat{S}_k}{\hat{\alpha}_g} \dots \dots \dots (15)$$

zu berechnen ist.

Man gibt allen Zugkräften das positive, allen Druckkräften das negative Vorzeichen, und hat also φ als negativ zu betrachten, wenn die Vorzeichen ungleich sind.

Die Berechnung von F mag an den folgenden zwei Beispielen erläutert werden:

Gegeben sei $S_p = +7,0^T$, $1,5 \hat{S}_k = -16,2^T$; sonach wird $\varphi = -0,432$; hiefür gibt die Tabelle $\sigma = 1,5$, und es ist

$$F = -16,2 \cdot \frac{1,5}{160} = -0,152 \square^{dm}.$$

Gegeben sei ferner $\hat{S}_p = -5,9^T$, $1,5 \hat{S}_k = -28,1^T$; somit $\varphi = +0,210$; hiefür gibt die Tabelle $\sigma = 1,78$, und es ist

$$F = -28,1 \cdot \frac{1,78}{160} = -0,31 \square^{dm}.$$

In den nachfolgenden Berechnungen der durch die Vorlegeblätter gebotenen Beispiele werden wir die zulässigen Spannungen bald in der einen, bald in der anderen Weise annehmen und gelegentlich auf die Unterschiede in den Schlussergebnissen aufmerksam machen.

Blatt 19.

Schienenüberbrückungen.

Seit dem Jahre 1846 werden zur Ueberdeckung von Eisenbahn-Durchlässen häufig Schienen verwendet. Auf Blatt 19 sind mehrere Anordnungen solcher Schienenüberbrückungen, wie sie in Bayern ausgeführt wurden, dargestellt.

Fig. 8 gibt die Ansicht und den Querschnitt eines Durchlasses von 0,73^m lichter Weite und den einfachsten Fall, dass nämlich die Fahrschienen an sich die genügende Tragfähigkeit zur Ueberdeckung der Oeffnung zwischen den aus Steinen hergestellten Auflagern bieten. Die Schienen ruhen mittelst hölzerner Mauerswellen (k), die durch Bolzen (l) mit dem Mauerwerke verbunden sind, auf letzterem und sind auf beiden Mauerswellen wie an den Stössen mit Winkellaschen und Hakennägeln zur besseren Sicherung gegen seitliche Verschiebung befestigt.

Durch aufgelegte Dielen ist zwischen den beiden Fahrschienen eine Dienstbahn gebildet.

Fig. 9 gibt Ansicht und Querschnitt eines Durchlasses von 1,32^m lichter Weite, bei welchem zwei mit ihrem Fusse auf einander gelegte und mit eisernen Zwingen (m) und Bolzen in geringen Abständen verbundene Schienen zu einem Träger vereinigt sind, der zugleich als Fahrschiene dient. Zur Auflagerung ist ein besonderer Stuhl erforderlich, der nach Fig. 10 durch Bolzen auf der Mauerschwelle befestigt ist; die obere Schiene wird auf einer etwas höher liegenden, hölzernen Schwelle noch besonders durch Hakennägel gegen Verschiebung gesichert.

Durch die in den Figuren 1 bis 5 dargestellte Anordnung wird die Ueberdeckung eines Bahndurchlasses von 1,75^m lichter Weite mittelst Schienen ermöglicht. Es sind hier drei Schienen (c, d, e) zu einem Träger durch Schraubenbolzen (n) unter Verwendung von Füllstücken (o) vereinigt; die mittlere Schiene (d) dient als Fahrschiene. Zwischen der Mauerschwelle (a) (Fig. 2) und dem Fusse der Schienen befindet sich eine Eisenplatte p, durch welche die Hakennägel (q) (Fig. 4) hindurchgreifen, damit sie selbst möglichst sicher stehen.

Eine für noch grössere Oeffnungen verwendbare Verbindung von Schienen zu Trägern zeigt Fig. 6 durch den Längenschnitt eines Bahndurchlasses von 2,63^m lichter Weite und Fig. 7 durch die Querschnitte desselben am Auflager und in der Mitte. Es sind hier je 4 Schienen (g, g'), von denen zwei mit einander durch schräge und gegen einander versetzte Bolzen vernietet sind, so vereinigt, dass sie mittelst aufgelegter Querschwellen (i) eine Fahrschiene tragen. Die unteren Schienen liegen in entsprechenden Einschnitten der Mauerswellen (h), in welche sie durch hölzerne Keile eingespannt sind; die oberen Schienen sind durch geeignet geformte eiserne Beilagplättchen und Schraubenbolzen mit den Querschwellen verbunden und ausserdem an ihren Enden durch Hakennägel auf den Mauerswellen befestigt. —

Zur Ermittlung der Tragfähigkeit einer auf gleich hohen Stützen aufliegenden Eisenbahnschiene, welche durch lothrecht abwärts wirkende Kräfte auf Biegung beansprucht wird, hat man das grösst-zulässige Widerstandsmoment aufzusuchen und hienach das Maximalangriffsmoment der äusseren Kräfte zu bestimmen, für welche das Gesetz der Vertheilung oder die Lage der Angriffspunkte entweder gegeben sein muss, oder auch die ungünstigste Stellung bei wechselnden Angriffen erst aufzufinden ist.

Bezeichnet

- M_m das Maximalmoment, welches bei der ungünstigsten Stellung der Lasten erhalten wird,
- $\Sigma \hat{X}y$ das Widerstandsmoment im gefährlichen Querschnitte,
- $\hat{\alpha}$ die grösst-zulässige Spannung und
- $\hat{\beta}$ die grösst-zulässige Pressung pr. Flächeneinheit,

- m den Abstand der meist-gespannten, also äussersten Faser von der neutralen — bezw. Schwerpunktsaxe,
 n den Abstand der meist-gepressten Faser von der neutralen Axe und
 Θ das Trägheitsmoment des Querschnitts, bezogen auf die zum Auflager der Schiene parallele Schwerpunktsaxe,

so hat man zur Beantwortung der Fragen, welche für die oben angenommene Unterstützungs- und Belastungsweise gestellt werden, die Relation

$$\Sigma \dot{X}y = \frac{\dot{\alpha}}{m} \Theta = \dot{M}_m \text{ oder auch}$$

$$\Sigma \dot{X}y = \frac{\dot{\beta}}{n} \Theta = \dot{M}_m, \text{ von welchen Alternativwerthen für } \Sigma \dot{X}y \text{ immer nur der kleinere zur Festsetzung des Werthes von } \dot{M}_m \text{ verwendet werden darf. —}$$

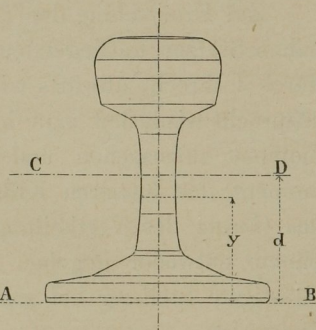
Auf Seite 15 und 16 sind die Auflagerdrücke für verschiedene Arten der Belastungen und Unterstützungen, wie sie bei kleineren Spannweiten und Trägern meist vorkommen, angegeben.

Bei bekanntem Auflagerdrucke bietet aber die Bestimmung des Maximalmomentes keinerlei Schwierigkeiten.

Etwas umständlicher ist es, das Trägheitsmoment Θ auf rechnerischem oder graphischem Wege aufzusuchen; sehr einfach dagegen gestaltet sich die Bestimmung des Trägheitsmomentes und des statischen Momentes bezüglich irgend einer Axe auf mechanischem Wege durch Verwendung des Amsler'schen Momentenplanimeters, welches sinnreiche Instrument die Lösung der genannten Aufgaben durch einfaches Umfahren des Querschnittsumrisses bei entsprechender Einstellung und Ablesung ermöglicht. —

In Nachstehendem zeigen wir, wie das Trägheitsmoment des Querschnittes einer breitbasigen Schiene in einfacher Weise auf rechnerischem Wege ermittelt werden kann.

Um möglichst genaue Resultate zu erzielen, trägt man das Schienenprofil in natürlicher Grösse oder besser noch im Maasse von 2:1 auf; wir haben dagegen für den vorliegenden Zweck das Profil im Maassstabe 1:3 nur deshalb beigefügt, um die nachfolgenden Erklärungen hinreichend deutlich geben zu können.



Theilt man das Schienenprofil parallel zur horizontalen Kante AB durch eine grössere Anzahl von Horizontalen in einzelne Lamellen von geringer Höhe und achtet bei dieser Theilung darauf, dass diese Lamellen als einfach begrenzte Figuren, wie Trapeze, Dreiecke, Parabelsegmente etc. erhalten werden, bezeichnet sodann nach einander mit

$F_1, F_2, F_3 \dots$ den Inhalt der 1., 2., 3., ... Lamelle und $y_1, y_2, y_3 \dots$ den Abstand der horizontalen Schwerpunktslinie für die 1., 2., 3., ... Lamelle von der Axe AB,

F_0 den Flächeninhalt des ganzen Schienenquerschnittes, und

d den Abstand der horizontalen Schwerpunktsaxe CD des ganzen Querschnittes von der Axe AB,

Θ_1 das auf diese Axe AB bezogene Trägheitsmoment, so hat man die Gleichungen:

$$F_0 = F_1 + F_2 + F_3 + \dots + F_n = \Sigma F \dots \dots \dots 1),$$

$$F_0 \cdot d = F_1 y_1 + F_2 y_2 + F_3 y_3 + \dots + F_n y_n = \Sigma F y \dots \dots 2),$$

$$d = \frac{\Sigma F y}{F_0} \dots \dots \dots 3),$$

$$\Theta_1 = F_1 y_1^2 + F_2 y_2^2 + F_3 y_3^2 + \dots + F_n y_n^2 = \Sigma F y^2 \dots \dots 4).$$

Da nun nach dem Satze von dem Uebersetzen der Trägheitsmomente von einer in der Ebene des Querschnitts gelegenen Axe auf eine andere zu dieser parallele

$$\Theta = \Theta_1 - F_0 \cdot d^2 \dots \dots \dots 5)$$

ist, so wird Θ , welches gesucht wurde, erhalten und zwar ausgedrückt durch Biquadratdecimeter, wenn die Werthe von F in Quadratdecimetern und von y in Decimetern eingesetzt wurden. —

Das in der obigen Figur dargestellte Schienenprofil entspricht dem jetzt bei den königl. bayerischen Staatsbahnen angenommenen.

Mit dem Momentenplanimeter haben wir das Trägheitsmoment Θ zu $0,094^{dm^4}$, durch obiges Rechnungsverfahren zu $0,093^{dm^4}$ aufgefunden.

Die ganze Höhe der Schiene, in der mittleren Verticalen gemessen, beträgt $1,25^{dm}$, der Abstand d wurde zu $0,6^{dm}$ gefunden. Hienach berechnet sich, wenn der erste Werth von Θ zu Grunde gelegt wird, das grösste Widerstandsmoment aus

$$\Sigma \dot{X}y = \frac{\dot{\beta}}{n} \cdot \Theta = \frac{60}{0,65} \cdot 0,094$$

zu 868 auf Tonnen und Decimeter bezogen, wenn die zulässige Pressung pr. \square^{dm} zu 60^T angenommen wird.

Die gleichmässig vertheilte Last, welche eine solche frei aufliegende Schiene bei 10^{dm} Stützweite mit Sicherheit tragen könnte, findet sich aus

$$\dot{M}_m = \frac{\dot{q} l^2}{8} = 868$$

$$\dot{q} = 6,944^T.$$

Die concentrirte Last, welche unter denselben Voraussetzungen in der Mitte aufgelegt werden dürfte, ergibt sich aus

$$\frac{\dot{P} \cdot l}{4} = 868, \text{ nämlich zu}$$

$$\dot{P} = 3,472^T.$$

Ist die Schiene an beiden Enden fest eingespannt, so darf dieselbe in der Mitte mit einer concentrirten Last beansprucht werden, welche doppelt so gross ist als die eben berechnete, nämlich mit $6,944^T$. Beträgt somit die

grösste auf eine Locomotivaxe treffende Belastung z. B. $13,2^T$, so trifft auf 1 Rad $6,6^T$, und man ersieht hieraus, dass das verwendete Schienenprofil um so mehr genügt, als der Abstand der durch die Schwellen gebotenen Stützpunkte kleiner ist, als die oben zu 10^{dm} angenommene Entfernung der Auflager.

Blatt 20.

Barrenbrücken.

Mit den Fortschritten in der Fabrication der Doppel-T-Eisen Hand in Hand geht die ausgedehntere Verwendung dieser Träger, deren Vorzüge in zweckmässiger Vertheilung des Materials über den Querschnitt und desshalb bei mässigen Kosten in grosser Tragfähigkeit, ausserdem aber auch in Einfachheit der Ausführung der mit ihnen hergestellten Brücken zu suchen sind.

Bei Eisenbahnbrücken werden Doppel-T-Träger gewöhnlich bis zu 4^{m} , bei Strassenbrücken bis zu 8^{m} Stützweite in Anwendung gebracht.

Die Länge, in welcher dieselben auf Lager gehalten werden, wechselt zwischen 4 bis 12^{m} ; die grösste Höhe, in welcher die Burbacher Hütte solche Eisen auswalzen lässt, beträgt 400^{mm} bei einer Dicke des Steges von 16^{mm} , einer mittleren Flanschdicke von 17^{mm} und einer Flanschenbreite von 140^{mm} . —

Da man sich bei der Berechnung und Bestellung der Träger an die von den Walzwerken angenommenen Formen zu halten hat, so wurden in den Figuren 5 bis 11 der Tafel 20 die beim Brückenbau vorzugsweise benützten T-Eisen mit ihren Maassen und den Gewichten pr. lauf. Meter angegeben.

Die Preise der Eisenstäbe, pr. Tonne oder Kilogramm, wechseln zunächst mit den veränderlichen Grundpreisen, sodann aber auch mit den Profilen, den Längen, ferner mit der Genauigkeit, welche für die Längen und Gewichte verlangt wird.

Die Tragfähigkeit der Doppel-T-Träger lässt sich bei bekannter Stützweite und Querschnittsform, wenn die Art der Vertheilung der Lasten, oder die Kraftangriffe gegeben sind, leicht berechnen.

Für den Fall freier Auflage der Trägerenden auf gleich hohen Stützen und gleichmässiger Vertheilung der Belastung gibt nachstehende Tabelle für verschiedene Stützweiten und Querschnitte der Träger die ganze zulässige Belastung auf die Dauer an. Bei Berechnung dieser Tabelle ist der fünfte Theil der Bruchbelastung, welche sich auf Zug und Druck bei gutem Walzeisen zu 33^k pr. \square^{mm} ergibt, als zulässige Spannung oder Pressung, letztere also zu $6,6^k$ pr. \square^{mm} angenommen, oder nach der gewöhnlichen Bezeichnungsweise fünffache Sicherheit verwendet.

Querschnitt des Trägers.	Querschnitts-Dimensionen in Millimetern.				Bei freier Auflage beträgt die ganze zulässige, gleichmässig vertheilte Belastung für eine Stützweite von									
	Höhe.	Flanschen- breite.	Mittlere Flanschen- dicke.	Stegdicke.	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m	10 m
					Kgr	Kgr	Kgr	Kgr	Kgr	Kgr	Kgr	Kgr	Kgr	Kgr
Fig. 11	125	75	8	6	3782	1891	1260	945	756	630	540	472	420	378
„ 10	150	80	9,5	7	6270	3135	2090	1567	1254	1045	895	784	696	627
„ 9	176	92	9	8,5	8610	4305	2870	2152	1722	1435	1230	1076	956	861
„ 8	200	100	11	9	12618	6309	4206	3154	2523	2103	1802	1577	1402	1262
„ 7	235	92	9	8,5	12760	6380	4253	3190	2552	2126	1823	1595	1418	1276
„ 6	250	115	13	11	22112	11056	7370	5528	4422	3685	3159	2764	2457	2211
„ 5	300	125	16	13	35760	17880	11920	8940	7152	5960	5109	4470	3973	3576
—	400	140	17	16	63372	31686	21124	15843	12674	10562	9053	7921	7041	6337

Ist die Last nicht gleichmässig vertheilt, sondern wirkt dieselbe in der Mitte des Trägers, so findet sich deren zulässige Grösse gleich dem halben für die betreffende Entfernung angegebenen vertheilten Gewichte. Sind die Träger an einem Ende fest eingespannt und durch gleichmässig vertheilte Lasten beansprucht, am anderen Ende aber nicht unterstützt, so beträgt die zulässige Belastung ein Viertel der für die betreffende Entfernung berechneten; bei derselben Befestigungsweise tragen die Barren, wenn die Last am anderen, freien Ende angreift, nur ein Achtel der für die bezügliche Entfernung gefundenen. Sind die Träger an beiden Enden fest eingespannt und mit gleich vertheilten Lasten beansprucht, so tragen sie das doppelte, und im Falle der Einwirkung einer concentrirten Kraft

in der Mitte dasselbe Gewicht, welches für die fragliche Entfernung in der vorstehenden Tabelle angegeben ist. —

Die Träger der in Fig. 1 bis 4 dargestellten beiden Strassenbrücken liegen auf eichenen Mauerschwellen (c, c) auf, mit denen jede untere Flansche durch 2 eiserne Bolzen verschraubt ist. Am Auflager sind sämmtliche Strassenträger durch aufgelegte und angenietete Winkel-eisen (a) zur Sicherung der verticalen Stellung der Mittelrippe verbunden; aus demselben Grunde ist in der Mitte der Träger ein T-Eisen (a) angebracht.

Bei der durch Fig. 1 und 2 im Quer- und Längenschnitt gezeichneten Brücke von $4,38^{\text{m}}$ Lichtweite sind im Ganzen 9 Träger, bei der zweiten Brücke aber 11 Träger verwendet. Die grössere Anzahl der Träger in

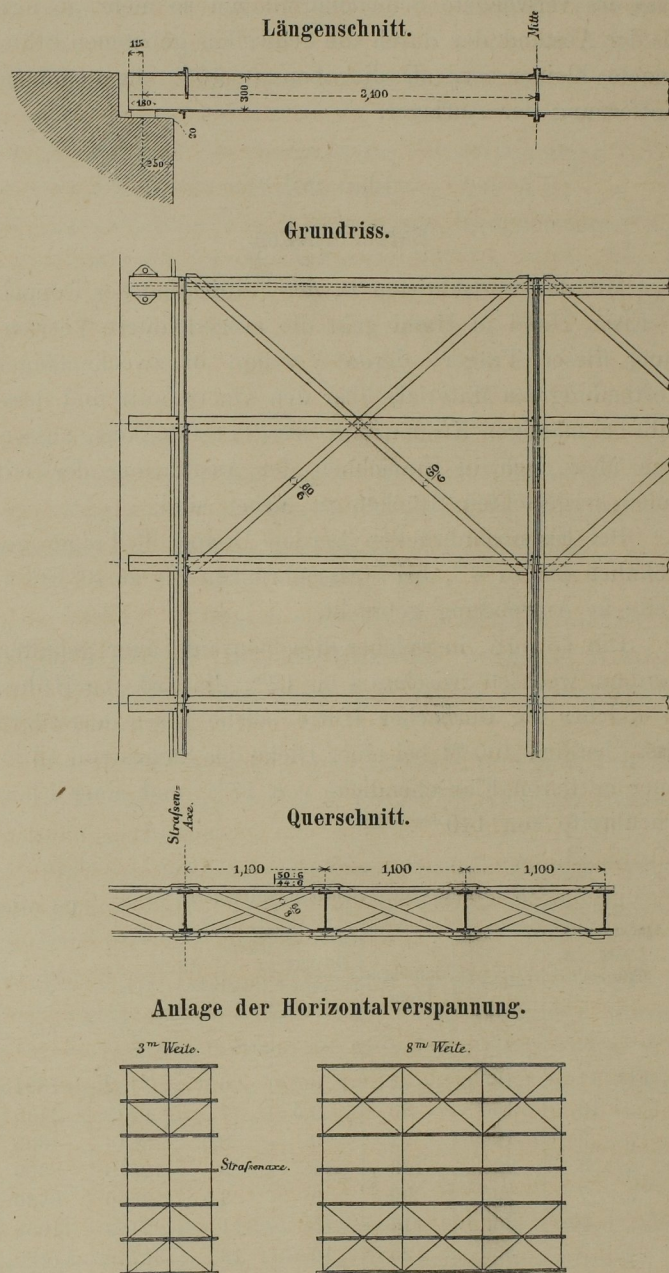
dem letzten Falle ist einerseits durch die etwas grössere Lichtweite (5,84^m), andererseits aber dadurch begründet, dass die ständige Belastung durch die Bekiesung eine bedeutend grössere ist als durch das doppelte Dielenbeleg bei der Fahrbahn der ersteren Brücke. Diese Bedielung liegt auf Querträgern, von denen einzelne, unter den Geländerpfeilen (e) befindliche eine grössere Länge erhielten, um die Streben (h) der Pfeilen anbringen zu können. In die Pfeilen sind die Geländerringel (f) eingelassen und auf ihnen ist der Holm g befestigt. Damit die Trottoirdielen überall ein Auflager erhalten, sind mit den Langschwellen kleine Stollen verbunden. Die Querschwellen fassen in kleinen Einschnitten den Kopf der eisernen Träger, damit sie sich auf denselben nicht seitlich verschieben können; eine Ausnahme hievon ist bei der Schwelle d gemacht, welche zum Abschlusse der gewöhnlichen Fahrbahn dient und durch Verbolzung mit dem Winkelleisen a ohnedem eine gesicherte Lage hat.

Bei der zweiten Brücke liegen auf den eisernen Strassenträgern zunächst starke, genau zusammengepasste Dielen, die an einzelnen Stellen durch Bolzen mit den oberen Flanschen der Träger verbunden sind. Auf den Dielen liegen 4 Langschwellen, von welchen die beiden inneren die aus Kies hergestellte Fahrbahn und die beiden äusseren die gleichfalls bekieseten Fusswege begrenzen. Diese letzteren nehmen die gusseisernen Geländersäulen (e) auf, zwischen welchen sich die Stäbe g und f befinden. Die Säulen sind durch schmiedeeiserne Streben h, welche ihrerseits mit dem unteren Ende an vorstehenden Querschwellen befestigt sind, unterstützt. Bei der Einfachheit der Anordnung dieser beiden Brücken unterlassen wir weitere, specielle Beschreibungen, fügen aber einige allgemeine Bemerkungen über derartige Bauwerke hinzu. —

Da die Mauerschwellen aus Eichenholz durch einfache Befestigung der Strassenträger, durch Vertheilung der Auflagerdrücke auf das Mauerwerk und durch ihre Elasticitäts-Verhältnisse manche Vortheile bieten, so mag die Verwendung derselben dann gerechtfertigt erscheinen, wenn für die Fahrbahn gleichfalls Holztheile benützt werden. Bei einer Erneuerung dieser letzteren lässt sich eine allenfalls nöthige Auswechslung der Mauerschwellen ohne besondere Mehrkosten und bedeutend grösseren Zeitaufwand vornehmen.

Wenn aber die Ueberdeckung der Strassenträger aus Eisen und die Fahrbahn aus Steinen oder ähnlichen Materialien hergestellt wird, bei denen die nöthigen Unterhaltungsarbeiten ohne Beseitigung der eisernen Unterlagen vorgenommen werden können, so ist die Verwendung hölzerner Mauerschwellen nicht rathlich. In diesem Falle wird man die Doppel-T-Träger unmittelbar auf Hausteinen, oder auf entsprechend geformten gusseisernen Schuhen, oder, wie in der nachfolgenden, von Herrn Director Gerber angegebenen Anordnung geschehen, zum Theil auf gusseisernen Schuhen und zum Theil auf Steinen auf-

ruhen lassen. Sind nämlich die äussersten Träger auf Schuhe, welche ihrerseits mit den Steinen durch Bolzen



verbunden sind, gelagert und sind sämtliche Träger durch Quer- und Horizontalverbindungen unter sich vereinigt, so wird bei entsprechender Stärke aller Verbindungen die Torsion einzelner Träger ebenso ausgeschlossen, als wenn alle auf besonderen Unterlagen ruhen würden.

Durch eine zweckmässig angeordnete Querverspannung kann ausserdem eine Vertheilung der durch Radstände aufgebracht und also concentrirten Lasten, somit eine geringere Anspruchnahme der Träger erzielt werden.

Ist nämlich, wie dies in obenstehenden Figuren für 3^m und 6,2^m Stützweite der 6,6^m breiten Strassenbrücken angegeben, die Verspannung in der Art hergestellt, dass in der Mitte quer über die Träger oben und unten je 2 Winkelleisen $\left(\frac{50:6}{44:6}\right)$ in einem Abstände gleich der Dicke der

dazwischen zu legenden Diagonalen $\left(\frac{60^{\text{mm}}}{8}\right)$ aufgenietet werden, während nahe an den Enden der Träger je ein solches Winkелеisen oben und unten mit derartigen Diagonalen befestigt wird, so hat man wegen stattfindender Uebertragung der Belastungen auf die beiden benachbarten Träger nur $\frac{2}{3}$ des halben Wagengewichtes in der ungünstigsten Stellung als Maximalbelastung des zwischen jenen liegenden Trägers anzusetzen.

Bei einem Frachtfuhrwerke nimmt man abweichend von der auf Seite 19 gemachten Angabe vielfach die auf eine Axe treffende grösste Last nur zu 5^{T} , die Entfernung der Axen zu $3,5^{\text{m}}$, die Spurweite zu $1,3^{\text{m}}$. —

Zur Herstellung einer eisernen Ueberdeckung der Strassenträger verwendet man Wellenbleche von $2\frac{1}{2}$ bis 6^{mm} Dicke, welche auf dem Dillinger Hüttenwerke in einer grössten Breite von $0,9^{\text{m}}$ und einer grössten Länge von 3^{m} ausgewalzt werden. Das Gewicht dieser Bleche beträgt pro \square^{m} bei $2\frac{1}{2}^{\text{mm}}$ Stärke 24^{k} , bei 3^{mm} Dicke 29^{k} , $3\frac{1}{2}^{\text{mm}}$ 34^{k} , 4^{mm} 39^{k} , $4\frac{1}{2}^{\text{mm}}$ 44^{k} und bei 5^{mm} Dicke 49^{k} . Die Wellenbleche, deren Langseite senkrecht zur Richtung der Strassenträger zu liegen kommt, werden unter sich an den Stössen etwas überdeckt und mit kleinen Haftnieten verbunden, mit den Flanschen der T-Träger aber an einzelnen Stellen vernietet. —

Für Strassenbrücken der angegebenen Anordnungen und Belastungen, welche sonach eine Breite von $6,6^{\text{m}}$, eine geeignete Querverspannung, eine Abdeckung mit Wellenblechen, eine Fahrbahn aus Kies oder Steinen erhalten, und welche durch Frachtfuhrwerke von höchstens 5^{T} Axenlast und den bemerkten Dimensionen befahren werden, sind bei Verwendung der auf Blatt 20, Fig. 5—11, gezeichneten Querprofile und unter Zugrundelegung von 3facher relativer Tragfähigkeit (s. Seite 73) die in nachstehender Tabelle zusammengestellten Stützweiten, Lichtweiten zwischen den Innenkanten der Widerlager und Trägerlängen einzuhalten.

Querschnittsform.	Stützweite.	Lichtweite.	Trägerlänge.
	In Metern.		
Fig. 5	6,2	5,7	6,43
" 6	4,3	3,9	4,51
" 7	3,0	2,6	3,19
" 8	2,7	2,3	2,89
" 9	1,8	1,45	1,97
" 10	1,4	1,06	1,57
" 11	0,8	0,5	0,95

Ist ein Doppel-T-Träger auf gleich hohe Stützen aufgelegt und durch lothrecht wirkende Kräfte angegriffen, so sind die Beziehungen zwischen den inneren, Widerstand leistenden, und den äusseren, angreifenden Kräften, wenn das Material über eine bestimmte Grösse hinaus nicht angestrengt werden soll, ausgedrückt in den Gleichungen:

$$\mathfrak{M}_m = \Sigma \hat{X} y = \frac{\hat{\alpha}}{m} \cdot \Theta \quad (1)$$

und

$$d \cong \frac{\hat{V}_m}{35 \cdot h_o} = \frac{\hat{V}_m \mathfrak{R}}{35 \cdot \Theta}, \quad (2)$$

in welchen

- \mathfrak{M}_m das Maximalangriffsmoment,
- $\Sigma \hat{X} y$ das Widerstandsmoment,
- $\hat{\alpha} = \beta$ die grösst-zulässige Spannung oder Pressung pr. Flächeneinheit,
- m den Abstand der meist-gespannten Faser von der neutralen Faser,
- Θ das auf die zur Auflagerkante parallele Schwerpunktsaxe bezogene Trägheitsmoment des Trägerquerschnitts,
- d die geringst-zulässige Dicke der Mittelrippe in Decimetern,
- \hat{V}_m das Maximum der Verticalkräfte in Tonnen,
- $h_o = \frac{\Theta}{\mathfrak{R}}$ den Abstand des Zug- vom Druck-Mittelpuncte in Decimetern und
- \mathfrak{R} das statische Moment des halben Träger-Querschnitts, bezogen auf die Schwerpunktsaxe und auf Decimeter,

bezeichnet.

Um die Unterschiede in den als zulässig angenommenen Spannungen nach der früheren und nach Gerber's Berechnungsweise und einige andere hieher gehörige Untersuchungen an einem Beispiele zu zeigen, betrachten wir eine $6,6^{\text{m}}$ breite Strassenbrücke von $2,3^{\text{m}}$ Lichtweite, deren 7 Doppel-T-Träger somit nach der obigen Tabelle eine Stützweite von $2,7^{\text{m}}$ und unter den angegebenen Belastungsverhältnissen den in Fig. 8 gezeichneten Querschnitt zu erhalten haben.

Es sei ausser den bereits festgesetzten Bezeichnungen

- $\hat{q} = \hat{p} + \hat{k}$ die auf die Längeneinheit eines Trägers treffende gleichmässig vertheilte Last;
- l die Stützweite des frei aufliegenden Trägers;
- $\hat{\alpha}_p$ die grösste Spannung pr. Flächeneinheit im gefährlichen Querschnitt, wenn nur das Eigengewicht,
- $\hat{\alpha}_k$ die grösste Spannung pr. Flächeneinheit in diesem Querschnitt, wenn nur die ruhende Verkehrslast angreifend gedacht wird, und
- $\hat{\alpha}_q = \hat{\alpha}_p + \hat{\alpha}_k = \hat{\alpha}$ die grösst-zulässige Spannung pr. Flächeneinheit in dem gleichen Querschnitte.

Nach der älteren Berechnungsweise und nach Gleichung (1) ist zu setzen

$$\frac{\hat{q} l^2}{8} = \frac{\hat{p} + \hat{k}}{8} l^2 = \frac{\hat{\alpha}}{m} \cdot \Theta \quad (3)$$

Zur angenäherten Bestimmung des Eigengewichtes \hat{p} pr. lauf. Meter benützen wir die auf Seite 18 angegebene Formel zur Berechnung des Eigengewichtes beschotterter Strassenbrücken: $\hat{p} = 3600 + 42 \cdot l$, worin l die Stützweite in Metern bezeichnet. Für den vorliegenden Fall ist $l = 2,7^{\text{m}}$, also $\hat{p} = 3713,4^{\text{k}}$. Da aber in der an-

gegebenen Formel eine Breite der Brücke von 7,5^m incl. der Fusswege vorausgesetzt ist, hier dagegen die Breite nur 6,6^m beträgt, so reducirt sich das anzusetzende \hat{p} im Verhältnisse $\frac{6,6}{7,5}$ und es wird sonach $\hat{p} = 3268^k$. Nimmt

man wegen der angeordneten Querverspannungen trotz der verschieden starken Kieslage eine gleichmässige Lastvertheilung auf die 7 Strassenträger an, so wird die auf einen derselben pr. lauf. Meter treffende ständige Belastung 467^k.

Eine etwas genauere Gewichtsrechnung ergibt diese Belastung zu

$$492,5^k = 0,493^T \text{ pr. Meter oder } 0,049^T \text{ pr. Decimeter,}$$

welche im Folgenden zu Grund gelegt werden soll.

Diejenige gleichmässig vertheilte Last \hat{k} pr. Längeneinheit, welche dasselbe Maximalmoment in dem Träger hervorruft, wie die concentrirte Last bei ihrer ungünstigsten Stellung, ergibt sich daraus, dass für die betrachtete Stützweite und unter den angenommenen Belastungsverhältnissen das grösste Kraftmoment dann entsteht, wenn ein Rad von 2,5^T Belastung sich über der Trägermitte befindet, und dass dieses Kraftmoment in Anbetracht der durch die Querverspannung stattfindenden Uebertragung von $\frac{1}{3}$ dieser Last auf die benachbarten Träger gleich

$$\frac{2}{3} \cdot \frac{2,5}{2} \cdot 13,5 = 11,25^{\text{dm} \cdot T} \text{ wird.}$$

Man hat somit

$$\frac{\hat{k} l^2}{8} = 11,25 \text{ und}$$

$$\hat{k} = 0,123^T \text{ pr. dm.}$$

Das Trägheitsmoment eines doppel-T-förmigen Querschnitts ist ausgedrückt durch $\Theta = \frac{1}{12} (b h^3 - b, h,^3)$, wenn b die Breite der Flansche, h die ganze Höhe, $b,$ die Flanschenbreite weniger der Stegdicke und $h,$ die Höhe des Querschnitts weniger der doppelten mittleren Flanschen-dicke bezeichnet.

Das Trägheitsmoment des in Fig. 8 angegebenen Querschnitts, bezogen auf Biquadratdecimeter, wird hienach $\Theta = 0,239$.

Da ferner in Gleichung (3) $m = \frac{1}{2} h = 1^{\text{dm}}$, so wird nach derselben

$$\dot{\alpha} = \frac{1}{2} \frac{h \dot{q} l^2}{8 \Theta} = \frac{0,049 + 0,123}{8 \cdot 0,239} \cdot 27^2$$

$\dot{\alpha} = 65,7^T$ pr. \square^{dm} , so dass also die nach der früheren Berechnungsweise zu Grund zu legende, zulässige Spannung von 66^T nahehin erreicht wird. —

Nach Gerber's älterer Berechnungsweise und nach Gleichung (2) der Seite 73 hat man zu setzen:

$$\dot{\alpha}_q = \dot{\alpha}_g \frac{\hat{p} + \hat{k}}{\hat{p} + 3 \hat{k}} = 160 \cdot \frac{0,049 + 0,123}{0,049 + 0,369}$$

$= 65,7^T$, welche Zahl nur zufällig mit der vorhin berechneten ganz zusammenfällt. Es lassen sich nun auch die Spannungen $\dot{\alpha}_p$ und $\dot{\alpha}_k$ sehr einfach angeben.

Da nämlich $\mathfrak{M} = \frac{\dot{\alpha}}{m} \cdot \Theta$ und hieraus $\dot{\alpha} = \frac{\mathfrak{M} \cdot m}{\Theta}$ ist,

und da die Momente \mathfrak{M} für die Einheitsbelastungen \hat{p} und \hat{k} sowie $\hat{p} + \hat{k} = \hat{q}$, also $\frac{1}{8} \hat{p} l^2$, $\frac{1}{8} \hat{k} l^2$ und $\frac{1}{8} \hat{q} l^2$, diesen Belastungen proportional sind, so hat man auch:

$$\dot{\alpha}_p : \dot{\alpha}_k : \dot{\alpha}_q = \hat{p} : \hat{k} : \hat{q}; \text{ daher}$$

$$\dot{\alpha}_p = \frac{\hat{p}}{\hat{q}} \cdot \dot{\alpha}_q = 18,7^T, \text{ und}$$

$$\dot{\alpha}_k = \frac{\hat{k}}{\hat{q}} \cdot \dot{\alpha}_q = 47,0^T. —$$

Nach Gerber's neuer Berechnungsweise und nach Gleichung (15) der Seite 75 hat man:

$$\dot{\alpha}_g = 1,5 \cdot \sigma \cdot \frac{\hat{S}_k}{F} = 1,5 \cdot \sigma \cdot \dot{\alpha}_k.$$

Für den vorliegenden Fall ist

$$\varphi = \frac{\hat{p}}{1,5 \hat{k}} = \frac{0,049}{0,185} = 0,265.$$

Hiezu erhält man aus der Tabelle (Seite 74)

$$\sigma = 1,82 \text{ und ferner } \tau = \sigma - \varphi = 1,55.$$

Setzt man nun ähnlich, wie oben,

$$\dot{\alpha}_q = \dot{\alpha}_g \frac{\hat{p} + \hat{k}}{\hat{p} + 1,55 \cdot 1,5 \hat{k}}, \text{ so wird}$$

$$\dot{\alpha}_q = 82,4^T; \text{ ferner erhält man}$$

$$\dot{\alpha}_p = 23,4 \text{ und } \dot{\alpha}_k = 58,9^T.$$

Es wird somit in neuester Zeit eine andere relative Tragfähigkeit zu Grund gelegt, welche bei dem gegebenen Beispiel durch die Zahl 2,325 ausgedrückt ist, während früher $\tau = 3$ angenommen wurde. —

Um auch noch die Verwendung der oben angegebenen Gleichung (2), welche zur Bestimmung der geringstzulässigen Dicke der Mittelrippe doppel-T-förmiger Träger dient, zu zeigen, benützen wir die im eben betrachteten Beispiele erhaltenen oder angenommenen Werthe von \hat{p} , \hat{k} , l , Θ und legen zur Berechnung des auf die Schwerpunktsaxe bezogenen statischen Momentes des halben Trägerquerschnittes dieselbe Cotirung des letzteren zu Grunde, wie sie für das Trägheitsmoment angegeben wurde.

Hienach findet sich aber:

$$\mathfrak{R} = \frac{1}{8} (b h^2 - b, h,^2), \text{ und da}$$

$$\hat{p} = 0,049^T \text{ pr. lauf. Decimeter,}$$

$$\hat{k} = 0,123^T \text{ „ „ „}$$

$$l = 27^{\text{dm}}, \Theta = 0,239^{\text{dm}^4},$$

$$b = 1,0^{\text{dm}}, h = 2,0^{\text{dm}}, b, = 0,91^{\text{dm}} \text{ und}$$

$$h, = 1,78^{\text{dm}} \text{ ist,}$$

$$\mathfrak{R} = 0,139 \text{ Decim.}^3$$

$$\hat{V}_m = \frac{1}{2} (\hat{p} + \hat{k}) l = 2,331^T,$$

$$\Theta = 0,239^{\text{dm}^4}, \text{ und somit}$$

$$d = \frac{2,331 \cdot 0,139}{35 \cdot 0,239} = 0,039^{\text{dm}} = 0,39^{\text{cm}}.$$

Dieser kleinste Werth wird aber schon deshalb nicht beibehalten, weil das Auswalzen der T-Eisen eine grössere Stärke der Mittelrippe bedingt. —

Zum Schutze des Eisens gegen Rosten wird dasselbe

gewöhnlich mit Oelfarbe oder mit säurefreiem Theer angestrichen, letzterer Anstrich jedoch nur dann verwendet, wenn die Eisentheile im Wasser oder im feuchten Boden Verwendung finden. Das vorher erwärmte Eisen wird einfach mit Theer überzogen.

Die Brückenträger erhalten meist einen zweimaligen Oelfarbenanstrich auf den mit Mennige hergestellten Grund. Zur längeren Dauer wird derselbe auf das metallisch reine Eisen aufgetragen, indem sonst wegen der nur ungenügenden Isolirung der oxydirten Flächen von Wasser und Luft die Oxydation unter dem Anstriche langsam fortschreitet und eine Ablösung des letzteren bewirkt. — Unmittelbar vor dem Anstrich wird deshalb der bereits gebildete Rost vollständig durch Abkratzen, Scheuern mit geeigneten Drahtbürsten oder auch unter Anwendung von sehr verdünnten Säuren beseitigt.

Das beim Baue verschiedener Brücken durch die süddeutsche Brückenbau-Actiengesellschaft (ehedem Eisenbauanstalt von Klett & Cie.) verwendete Verfahren hat sich ziemlich allgemeine Geltung verschafft.

Es werden hiebei die Eisen durch Beizen und Scheuern von dem daran haftenden Hammerschlag und Rost möglichst gereinigt, in Kalkwasser abgewaschen und sodann noch nass in siedendes Oel gebracht. Durch die grosse, zwischen 200 und 300° C. liegende Hitze des Oels wird jede Spur von Feuchtigkeit entfernt und es bildet sich auf dem reinen Eisen eine sehr fest haftende Firnissschichte. Auf diese kommt der gewöhnliche Grundanstrich aus Eisenmennig. Nachdem die Eisen soweit geschützt sind, kommen sie zur Verwendung; der Oelfarbenanstrich wird erst nach der Montirung des Bauwerkes aufgetragen. —

Blatt 21, 22, 23.

Blechbalkenbrücken.

Als man durch Beobachtungen und Versuche in Mitte der vierziger Jahre, und zwar nach den hierüber vorhandenen Veröffentlichungen zuerst in England die Ueberzeugung gewann, dass durch die Vereinigung von Guss- und Schmiedeeisen zu den Tragwänden von Brücken, von denen ersteres Material zu den auf Druck und letzteres zu den auf Zug beanspruchten Constructionstheilen verwendet wurde, die hieran geknüpften Erwartungen nicht erfüllt wurden, indem Gusseisen gegen die einwirkenden Stösse einerseits nicht die nöthige Zähigkeit zeigte und andererseits an den Verbindungsstellen gezogener und gedrückter Stäbe constructive Schwierigkeiten zu beseitigen waren; als man ferner das nahezu gleich grosse Widerstandsvermögen des Schmiedeeisens gegen Zug und Druck beobachtete und zugleich wahrnahm, dass dieses Material auch durch die bei bewegten Lasten unvermeidlichen Stosswirkungen weniger nachtheilig als Gusseisen alterirt wurde, kamen zunächst in England Trägerbrücken ganz aus Schmiedeeisen in Aufnahme.

Bauernfeind's Vorlegeblätter zur Brückenbaukunde.

Dem hiedurch gewonnenen bedeutenden Fortschritt in der Construction eiserner Brücken, der in kurzer Zeit sich überall Geltung verschaffte, sind in erster Linie eine Reihe der grossartigsten Brückenbauwerke, die in verhältnissmässig kurzer Zeit und mit mässigem Aufwand hergestellt werden konnten, zu verdanken; eine weitere Folge desselben aber war der rasche Ausbau unserer modernen Verkehrsstrassen und die leichtere Ueberbrückung von grossen Flüssen und Strömen, an welchen unter anderem Stande der Brücken-Bautechnik wohl noch lange Zeit fühlbare Lücken geblieben wären.

Zunächst erbaute man schmiedeiserne Trägerbrücken mit vollen Blechwandungen, die aus Kesselblechen, Flach-eisen, Winkeleisen und T-Eisen mit Nieten und Schrauben zusammengesetzt wurden.

Zu den ersten und bedeutendsten Ausführungen dieser Art gehört die von Rob. Stephenson entworfene und erbaute Britanniabücke, deren einer Mittelpfeiler auf den Britanniafelsen gegründet ist. Dieselbe führt die Eisenbahn von Chester nach Holyhead bei Bangor über die Menaistrasse, hat vier Oeffnungen, zwei von 140,21^m, und zwei von 70,4^m Spannweite.

Diese Blechbrücke ist gebildet durch zwei neben einander liegende durchgehende Röhren von 465^m Länge von rechteckigem Querschnitt, die auf thurmähnlichen Pfeilern aufliegen. In diesen Röhren bewegen sich die Bahnzüge wie in einem Tunnel; die beiden verticalen Blechwände jeder Röhre sind oben und unten durch zellenförmige Decken und Böden verbunden.

Andere Blechbrücken von gewöhnlichen Dimensionen wurden aus hohlen Tragwänden, zwischen denen die Brückenbahn aufgehängt war, hergestellt, und wieder andere waren eine Nachahmung der hölzernen Balkenbrücken, indem sie aus doppel-T-förmigen Trägern bestanden, über oder zwischen welchen die Fahrbahntafel angeordnet wurde.

Eine frühzeitige Aufnahme und Weiterbildung fanden die Brücken der letzteren Art in Hannover.

Die einzelnen Tragwände dieser Brücken sind aus horizontalen Längsbändern, die aus Flach- und Winkeleisen bestehen, den sog. Gurtungen, und den verticalen, aus Kesselblechen gebildeten Wänden zusammengesetzt. Die Verbindung der Winkeleisen mit den Flacheisen oder Gurtungsblechen und der Winkeleisen mit den verticalen Wänden erfolgt durch Nieten. Die Stösse der Flacheisen und Blechwände sind durch Stossbleche, die der Winkeleisen durch sog. Drehwinkel oder durch Laschen und Bleche überdeckt und die Vernietung dieser Theile mit den zu stossenden wird nach den stattfindenden Einwirkungen bemessen. Um aber bei einiger Höhe der Tragwände die nöthige Seitensteifigkeit zu erzielen, brachte man verticale, aus Blechstreifen, Winkel- oder T-Eisen bestehende Verstärkungen an, deren Abstand nach bestimmten Regeln oder auch darnach bemessen wurde, dass

die Fahrbahntafel, falls diese zwischen die Wände zu liegen kam, in entsprechender Weise befestigt werden konnte.

Statt gerader und horizontaler Gurtungen fanden vielfach auch gekrümmte Verwendung.

Blechträger werden bei Stützweiten von 8—15^m, und je nach der Grösse des Angriffes auch noch bei geringeren Weiten häufig verwendet.

Die jetzt gebräuchliche Construction der Tragwände stimmt mit der zuletzt angegebenen der Hauptsache nach überein; dadurch aber, dass man die verticalen Absteifungen nicht mehr, wie früher, in ziemlich willkürlicher Weise, sondern an den Stellen anbringt, an welchen die Belastungen der Fahrbahntafel auf den Hauptträger übertragen werden, hat man nichts Anderes, als ein Fachwerk, bei welchem statt der Zugbänder volle Blechwände eingesetzt sind.

In der Anordnungsweise ganzer Brücken besteht auch jetzt noch grosse Mannigfaltigkeit. Bald kommen frei aufliegende, bald continuirliche Träger, ferner solche mit horizontalen oder andere mit gekrümmten Gurtungen zur Verwendung, bald wird die Fahrbahn unmittelbar auf die Träger durch Querschwellen, bald zwischen dieselben durch besondere Querträger aufgelegt; kleinere Träger werden, wie früher, als Balken verwendet.

Um die Unterschiede der früheren und jetzigen Constructionsweisen und ebenso die zur Zeit bestehenden verschiedenen Anordnungen und wesentlichen Verbesserungen zu zeigen, geben wir zunächst eine kurze Beschreibung einer Brücke, die mit geringer Verschiedenheit auf den hannoverschen Eisenbahnen Anfangs des vorletzten Decenniums ausgeführt wurde und die auf Blatt 21 unserer Vorlegeblätter dargestellt ist.

Blatt 21.

Bahnbrücke.

Fig. 1 ist die Hälfte der Ansicht und Fig. 2 die Hälfte des Längenschnitts, Fig. 3 eine Ansicht von oben nebst Grundriss des Balkenwerks, Fig. 4 ein Querschnitt nach der Linie CD, Fig. 5 der Schnitt eines Stirnträgers bei der Querverbindung u nach ab, Fig. 6 der Schnitt und Fig. 7 der Grundriss eines Zwischenträgers an der Verbindungsstelle n', wo eine Stossfuge desselben und zwei Querverbindungen zusammentreffen.

Diese Brücke hat eine Spannweite von 8,76^m und ist für eine Doppelbahn bestimmt. Die beiden Geleise werden von sechs Blechbalken getragen, welche so vertheilt sind, dass je einer unter der Geleisaxe liegt und je zwei 1,31^m davon entfernt stehen. Diese Balken sind aus zusammengeneteten Blechtafeln von 1,1^{cm} Dicke und 0,88^m Breite so hergestellt, dass in jedem nur ein einziger Stoss vorkommt: in dem Stirnträger bei m, in dem ersten Zwischenträger bei n' und in dem zweiten Zwischenträger bei n. Fuss und Kopf derselben sind aus schmied-

eisernen Schienen (e, e) von 1,3^{dm} Breite und 1,5^{cm} Dicke gebildet, welche durch Winkeleisen (i, i) von 5,8^{cm} Breite und 0,9^{cm} Dicke mit den Blechtafeln verbunden sind, wie Fig. 5 und 6 in grösserem Maassstabe zeigen.

Die sechs Brückenträger sind durch vier bei u, v, u', v' angebrachte Querbalken von gleich hohem und dickem Eisenblech in der Weise unter einander befestigt, wie aus den Figuren 3 bis 7 zur Genüge hervorgeht. Auf den Widerlagern ruhen sie mittelst Mauerlatten (f, f) und gusseiserner Stühle (s, s), welche eine quadratische Grundfläche von 0,292^m Seite haben und mit einer 2,3^{cm} hohen Rippe in das Mauerwerk eingreifen.

Die Querschwellen des Oberbaues, aus Eichenholz, sind auf jedem Hauptträger zweimal angeschraubt, und es haben die Fugenschwellen (q, q') wie gewöhnlich etwas grössere Abmessungen als die Zwischenschwellen. Es ist bei der Vertheilung der Schienenstösse darauf Rücksicht genommen, dass sie nicht über die Stossfugen der Brückenträger treffen, sondern um die grösstmöglichen Stücke uq, u'q' davon abstehen. Auf diese Querschwellen sind die Schienen und neben diesen die das Brückenbeleg bildenden 4,6^{cm} starken Bohlen aufgenagelt. Die Befestigung des Geländers zeigen die Figuren 1 und 4. Die ganze Höhe der Hauptträger beträgt nahezu $\frac{1}{10}$ der Stützweite.

Blatt 22.

Bahnbrücke.

Eine der neueren Zeit angehörige Construction eines Blechbalkenträgers von nur wenig grösserer Spannweite mit oben liegender Fahrbahn für eine im Bahnhof zu Würzburg befindliche Bahnbrücke von 12,4^m Stützweite und 11,675^m lichtem Abstand der Widerlager ist in den Figuren 1 bis 10 des oben bezeichneten Blattes dargestellt, welches ebenso wie das folgende nach den uns durch Herrn Director Gerber gütigst zur Verfügung gestellten Plänen angefertigt wurde.

Fig. 1 gibt den grösseren Theil des Längenschnittes der Brücke mit Hineinlassung der Fahrbahn, Fig. 2 die Hälfte der Oberansicht und des Horizontalschnittes des zur Aufnahme eines Geleises dienenden Theiles der ganzen Brücke, Fig. 3 den Querschnitt des letzteren mit aufgelegter Fahrbahn, Fig. 4 den Querschnitt der Eisenconstruction für ein Geleise nach einer gebrochenen Linie am Auflager und in der Mitte; Fig. 5 bis 10 geben die wichtigeren Details.

Die Fahrbahn wird durch Querschwellen (t, t), die an den Auflagerungsstellen auf den Gurtungen der Hauptträger entsprechend eingeschnitten sind und welche die Schienen und die Bedielung (u, u) aufzunehmen haben und mit diesen in gewöhnlicher Weise verbunden sind, gebildet. Die Mitten der Querschwellen haben gegen das Auflager hin einen etwas geringeren Abstand von einander, nämlich zunächst dem Auflager 660^{mm}, sodann

792 und weiter 840^{mm}. An allen Auflagerstellen dieser Schwellen sind verticale Absteifungen (g, g), beziehungsweise Pfosten des Trägers zu bemerken, die so gewählt sind, dass sie den stärksten Verticalkräften sicheren Widerstand leisten können. Diese Verticalrippen bestehen aus T-Eisen (g, g), welche mit ihren Flanschen an die verticalen, 9^{mm} starken und 1,1^m hohen Blechwände (h, h) angenietet sind.

Die Mittelbleche sind auf ihre ganze Länge von 12,56^m zweimal gestossen. Die beiden äusseren unter sich gleichen Bleche haben eine Länge von 3,76^m, das mittlere ist 5,04^m lang; diese Stösse sind mit 1,076^m hohen, 0,62^m breiten und 6^{mm} starken Blechen beiderseits überdeckt. — Die Gurtungen, den stattfindenden Angriffen entsprechend in der Mitte am stärksten, nehmen staffelförmig gegen das Auflager hin ab. Jede dieser Gurtungen besteht zunächst aus zwei durchlaufenden Winkeleisen (k, k), von denen das innere zweimal gestossen ist, nämlich in dem Abstände gleich 2,038^m vom Anfang des Trägers und 10,522^m von eben demselben, und das äussere einmal in dem Abstände von 8,968^m vom linkseitigen Trägeranfang aus. Die Stösse der Winkeleisen sind theils durch verticale Laschen, theils durch überschüssige Gurtungsbleche überdeckt. Ausserdem sind die Gurtungen mit einer entsprechenden Anzahl von Gurtungsblechen, aus Flacheisen bestehend, in der Stärke von 12^{mm} und der Breite von 200^{mm} gebildet, von denen am Anfange des Trägers auf die Strecke a l eines, auf die Länge l m deren zwei und auf den Theil m m deren drei verwendet sind. Das oberste und unterste Blech der oberen und unteren Gurtung ist 6,888^m, das mittlere, gleichfalls aus einem Stücke bestehend, 9,408^m lang; das dritte, im Ganzen 12,56^m lange Blech jeder Gurtung ist einmal im Abstände von 3,508^m, vom linkseitigen Trägerende an gerechnet, gestossen und der Stoss auf 1,47^m durch das darauf liegende Gurtungsblech überdeckt.

Die beiden Haupttragwände eines Geleises sind durch obere und untere Horizontalverspannungen (n, n' und o, o', Fig. 2), ferner durch Verticalverspannungen (p, p und s, s, Fig. 4) in gegenseitig unverrückbare Lage gebracht. Die obere Horizontalverspannung, aus $\frac{100}{10}$ bis $\frac{120}{10}$ mm starken Bändern bestehend, erstreckt sich auf die ganze Länge zweier Träger in der durch die obere Abtheilung der Fig. 2 angegebenen Anordnungsweise. Die Bänder sind bei a', c', e' mit Beilagblechen und den Querstreben s verbunden. Die untere Horizontalverspannung erstreckt sich am Anfang und Ende der vereinigten Träger nur auf je drei der durch die Verticalabsteifungen (g, g) gebildeten Felder; die $\frac{100}{10}$ mm starken Bänder sind mittelst Beilagen (q, q) an die unteren Querstreben (s, s) befestigt. Die Verticalverspannung, aus den beiden, die Rippe der T-Eisen g, g umschliessenden Winkeleisen s, s und den zwischen letztere eingefügten Flacheisen p p bestehend, ist nur an sechs Knotenpunkten, an welchen auch die

oberen horizontalen Diagonalen befestigt sind, angebracht. Die horizontalen und verticalen Bänder der Verspannungen sind an den Kreuzungsstellen verschränkt, was in den Figuren jedoch nicht näher angedeutet ist.

Die Tragwände liegen auf gusseisernen Schuhen auf, deren Auflagerfläche eine kleine Neigung gegen die Mitte der Brücke hin hat, damit der Träger bei stattfindender Einbiegung einerseits nicht die Kante der Unterlage zu stark presst und andererseits für den Träger nicht ein anderer als der in Aussicht genommene Stützpunkt in Thätigkeit tritt.

Die Gusschuhe sind mit den Hausteinen durch vier Mauerschrauben und ausserdem noch durch angegossene und in die Steine eingelassene Stollen verbunden.

Im Falle eintretender Längenveränderungen, welche übrigens bei der geringen Länge des Trägers nur sehr unbedeutend ausfallen, treten nach überwundenem Reibungswiderstande kleine Verschiebungen desselben auf den Lagern ein.

Nach den uns durch Herrn Gerber gegebenen Notizen sind die einzelnen Constructionstheile der Brücke mit dreifacher relativer Tragfähigkeit — Anstrengung durch einfaches Eigengewicht und dreifache Verkehrslast bis zur Elasticitätsgrenze, letztere bei 160^T pr. □^{dm} genommen, — und unter der Voraussetzung berechnet worden, dass die grösste variable Last durch eine 60^T schwere Tenderlocomotive der auf Blatt A näher angegebenen Art hervorgerufen wird.

Die permanente Belastung einer Tragwand setzt sich zusammen aus dem auf sie treffenden Gewichte der Schienen und des Holzes mit 210^k pr. Meter und aus dem Gewichte der Eisenconstruction mit 320^k pr. Meter, daher also das Eigengewicht einer Tragwand sammt der auf sie treffenden ständigen Belastung 530^k pr. lauf. Meter.

Im Einzelnen vertheilen sich die Gewichte der Eisentheile der Brückenträger für ein Geleise wie folgt:

Bezeichnung der Eisentheile.	Walzeisen.	Nieten und Schraubenbolzen.	Summa des Schmiedeisens.	Guss-eisen.
	Kgr	Kgr	Kgr	Kgr
I. Tragrippen:				
a. Gurtungen	3343	122	3465	—
b. Ausfüllung (Blech mit Verstärkungen)	3258	151	3409	—
c. Auflager	—	16	16	232
II. Verspannungen zwischen den Tragrippen:				
d. Verticale Querverspannung	520	16	536	—
e. Liegende Querverspannung	341	9	350	—
III. Fahrbanntafel:				
f. Fahrbahnbefestigung . .	—	38	38	32
zusammen	7462	352	7814	264

Hienach trifft also bei einer Stützweite von 12,4^m auf den laufenden Meter eine Belastung durch die Eisenconstruction der eingeleisigen Brücke von 632^k.

Der Berechnung der Blechbalkenträger, welche ebenso gut als Fachwerkträger wie als Barrenträger angesehen werden können, legt man mit geeigneten Abänderungen bald die auf Seite 67 angegebenen Formeln für das Howe'sche Fachwerk, bald die auf Seite 79 für die Doppel-T-Eisen erwähnten Formeln zu Grunde.

In dem einen oder andern Falle wird das Eigengewicht der Brücke auf Grund einer Skizze oder auch mit Hilfe der auf Seite 18 hiefür gegebenen Anhaltspunkte vorläufig ermittelt und dieser Werth, wenn nöthig, durch eine Revisionsrechnung verbessert. Die Höhe der Tragwände nimmt man, wo thunlich, zu $\frac{1}{10}$ der Stützweite.

Wir zeigen die Berechnung in ihren wesentlichsten Theilen für die vorstehend beschriebene Brücke, indem wir die Träger derselben als Balken betrachten, zugleich aber auch den Zusammenhang der hiebei benützten Formeln mit jenen für die Fachwerke gegebenen hervorheben wollen. —

Das Maximal-Angriffsmoment, hervorgerufen durch die ständige Belastung, ist für eine Tragwand

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{\dot{p} l^2}{8} = 102,9^{\text{dm.T.}}$$

das Maximalmoment bei der ungünstigsten Stellung der Verkehrslast wird

$$\mathfrak{M}_2 = 608,2^{\text{dm.T.}}$$

Für dreifache relative Tragfähigkeit hat man die Gleichung:

$$\frac{\dot{a}_g}{m} \cdot \Theta = \mathfrak{M} = \mathfrak{M}_1 + 3 \mathfrak{M}_2 \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{\dot{a}_g}{m} \cdot \Theta = 102,9 + 3 \times 608,2 = 1927,5,$$

oder da $\dot{a}_g = 160^{\text{T.}}$,

$$\frac{\Theta}{m} = 12,05^{\text{dm}^3} \dots \dots \dots (2)$$

Um die Spannungsintensität bei ruhender Totalbelastung zu ermitteln, hat man

$$\frac{\dot{a}}{m} \cdot \Theta = 102,9 + 608,2 = 711,1 \text{ oder}$$

$$\dot{a} = \frac{711,1}{12,05} = 59^{\text{T. pr. } \square^{\text{dm}}}, \dots \dots (3)$$

d. i. 590^k pr. \square^{cm} . —

Bei Blechbalken wird nach der früher üblichen Berechnung der Querschnittsdimensionen als zulässige Spannung oder Pressung 600^k pr. \square^{cm} angenommen, was mit dem erhaltenen Resultat gut übereinstimmt.

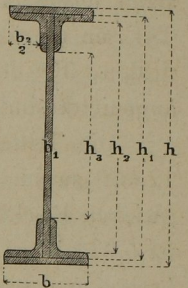
Bei nachstehender Cotirung ist das auf die horizontale Schwerpunktsaxe bezogene Trägheitsmoment eines Blechbalkenquerschnittes ausgedrückt durch:

$$\Theta = \frac{1}{12} \{ b h^3 - b_2 h_2^3 - (b - b_1 - b_2) h_3^3 \}.$$

Da nun $\frac{\Theta}{m}$ aus Gleichung (2) bekannt und $m = \frac{h}{2}$ ist,

so kann man, wenn alle Dimensionen mit Ausnahme von h gewählt sind, h und somit den Querschnitt selbst berechnen.

Zum Ersatze für die Nietöffnungen nimmt man gewöhnlich Gurtungsbleche und Winkel-eisenschenkel um den Nietdurchmesser breiter und grösser oder bringt die Trägheitsmomente sämtlicher in einen Querschnitt fallenden Nietöffnungen in Abzug. —



Da die Mittelwand verhältnissmässig nur wenig zur Vergrösserung des Trägheitsmomentes beiträgt, so ist wenigstens bei höheren Trägern ein Näherungsverfahren zulässig, wobei man die Mittelrippe, deren geringste Stärke nach der Grösse der Schubkräfte und also nach Gleichung (2) Seite 79 bestimmt wird, bei Berechnung der Gurtungen ausser Ansatz lässt. —

Fasst man in dem Widerstandsmomente des Trägerquerschnitts $\Sigma \ddot{X} y = \frac{\dot{a}}{m} \cdot \Theta$ je die normalen Zug- und

Druckspannungen für sich zu einer Mittelkraft zusammen und bezeichnet jede derselben mit \dot{S} und mit h den Abstand des Zug- und Druckmittelpunctes — des Angriffspunctes der Mittelkraft der Zug- und Druckspannungen —, so ist

$$\dot{S} \cdot h = \frac{\dot{a}}{m} \cdot \Theta \dots \dots \dots (4)$$

Da nun aber beim Blechbalkenquerschnitt das Material hauptsächlich über die Gurtungen vertheilt wird, so kann h ohne grösseren Fehler gleich dem Abstände der Gurtungsschwerpunkte gesetzt und m gleich dem Abstände eines Gurtungsschwerpunktes von der neutralen, beziehungsweise Schwerpunkts-Axe angenommen werden.

Hienach wird der zulässige Angriff auf eine Gurtung, da $h = 2m$:

$$\dot{S} = \frac{\dot{a}}{2m^2} \cdot \Theta \dots \dots \dots (5)$$

Bei Vernachlässigung der Mittelrippe wird aber $\Theta = 2F \cdot m^2$, wenn mit F der Querschnitt einer Gurtung bezeichnet wird, daher

$$\dot{S} = F \cdot \dot{a}, \dots \dots \dots (6)$$

oder auch, da $\Sigma \ddot{X} y = \mathfrak{M} = \dot{S} \cdot h$,

$$F = \frac{\mathfrak{M}}{h \cdot \dot{a}} \dots \dots \dots (7)$$

Ist das Maximal-Angriffsmoment für irgend einen Querschnitt nach der Grösse und Vertheilung der Belastung bestimmt, der Abstand h der Gurtungsschwerpunkte und ebenso die zulässige Anspruchnahme \dot{a} pr. \square Einheit angenommen, so gibt Gleichung (7) den nöthigen Querschnitt einer Gurtung.

Für gleichmässig vertheilte Belastung \dot{q} pr. Längeneinheit wird \mathfrak{M} für irgend einen Abstand x vom Auflager

$$\mathfrak{M} = \frac{\dot{q} x}{2} (1 - x), \text{ daher}$$

$$F = \frac{q x}{2 h \cdot a} (1 - x), \dots \dots \dots (8)$$

und für die Mitte $F = \frac{q l^2}{8 h \cdot a}$, d. i. dieselbe Gleichung, wie sie auf Seite 67 angegeben ist.

Zur Bestimmung des Gurtungsquerschnittes in der Mitte ist für den vorliegenden Fall das Maximal-Angriffsmoment daselbst

$$\mathfrak{M}_0 = \mathfrak{M}_1 + \mathfrak{M}_2 = 711,1 \text{ dm.T.}$$

Nimmt man $h = 11 \text{ dm}$ und $a = 59 \text{ pr. } \square \text{ dm}$ nach Gleichung (3), so wird

$$F = \frac{711,1}{11 \times 59} = 1,09 \square \text{ dm}, \text{ d. i. } 109 \square \text{ cm.}$$

Zur Gurtung rechnet man die Gurtplatten, die bei den Längswinkeisen und den Streifen der verticalen Mittelwand, welcher sich zwischen den Winkeisen befindet.

Vergleicht man den eben gefundenen Werth von F mit dem bei der Ausführung verwendeten, so ergibt sich nach Fig. 4 der effective Gurtungsquerschnitt in der Mitte nach Abzug einer Nietöffnung von $1,5 \text{ cm}$ Durchmesser in der nachstehenden Weise:

3 Gurtplatten, 20 cm breit, $1,2 \text{ cm}$ stark,	
	$3 \times 18,5 \times 1,2 = 66,60 \square \text{ cm},$
2 Winkeisen nach Fig. 6,	$\frac{85 : 10}{75 : 10}$ nach Ab-
zug einer Nietöffnung,	$29,00 \square \text{ cm},$
der anzurechnende Theil der Mittelwand	$8,50 \square \text{ cm},$
	<u>zusammen $104,10 \square \text{ cm}.$</u>

Der Unterschied in dem der Rechnung und Zeichnung entnommenen Querschnitt beträgt $5,5 \square \text{ cm}$ und erklärt sich durch das eingeschlagene approximative Verfahren, zeigt aber zugleich die zulässige Anwendung desselben.

Ist das Maximal-Angriffsmoment irgend eines anderen Querschnitts bestimmt, so findet sich nach Gleichung (8) der nöthige Gurtungsquerschnitt daselbst in ähnlicher Weise.

Der Werth von h wird genauer zu $1,104 \text{ m}$, und daher F zu $109,1 \square \text{ cm}$ für die Mitte erhalten. —

Blatt 23.

Bahnbrücke.

In den Figuren 1 bis 9 ist eine gleichfalls im Bahnhofe zu Würzburg befindliche Blechbalkenbrücke von $8,756 \text{ m}$ lichter Weite zwischen den Widerlagern und $9,18 \text{ m}$ Stützweite für eine eingeleisige Bahn dargestellt.

Wie auf dem vorhergehenden Blatte ist auch hier eine möglichst vollständige Wiedergabe der Eisenconstruction angestrebt und es sind daher die übrigen Bestandtheile der Brücke nur soweit in der einen oder andern Figur aufgenommen, als es zum Verständniss der ganzen Anordnung durchaus nothwendig erschien. —

Die Eisenconstruction besteht aus zwei Haupttrag-

wänden, auf welche durch Querträger die Belastungen übergeführt werden. An und unter den Querträgern befindet sich eine horizontale Verspannung. Auf den Querträgern liegen Langschwellen und auf diesen die Schienen.

Die Tragwände sind zusammengesetzt aus den Kesselblechen der Mittelwand, aus den Winkel- und Flacheisen der beiden Gurtungen, und den Winkeisen und Blechstreifen der verticalen Pfosten, an welchen mittelst Blechbeilagen die Querträger befestigt sind.

Die Mittelwand 1, 1 ist $0,82 \text{ m}$ hoch und zweimal (bei ef Fig. 1 und 2) gestossen; die beiden äusseren Theile derselben sind $3,29 \text{ m}$, der mittlere Theil $3,06 \text{ m}$ lang; die Stösse sind an der Aussenseite durch Bleche (m, m) von $0,53 \text{ m}$ Breite und $0,797 \text{ m}$ Höhe überdeckt; die Stärke dieser Stossbleche ist gleich jener der Mittelwand, nämlich 9 mm .

Die Gurtungen sind je aus zwei durchlaufenden Winkeisen (k, k) von $9,64 \text{ m}$ Länge, 85 mm Schenkellänge und 10 mm Dicke, einem $9,64 \text{ m}$ langen Flacheisen (a, b) von 14 mm Stärke und 200 mm Breite, und aus einem weiteren derartigen Flacheisen von $5,07 \text{ m}$ Länge, das durch ige und beziehungsweise ifh angegeben ist, zusammengesetzt. In Abständen von $1,53 \text{ m}$ sind an den, von Mitte zu Mitte $2,63 \text{ m}$ von einander abstehenden Tragwänden durch innen angenietete Winkeisen (ab, cd) und aussen aufgelegte Blechstreifen (gh) Pfosten gebildet; die Mitte des ersten Pfostens steht von dem Trägerende um $0,23 \text{ m}$ ab. Zwischen den Winkeisen dieser Pfosten sind Blechbeilagen (r, r) befestigt, an welche die als kleinere Blechbalken von 360 mm Höhe construirten Querträger (s, s) unter Verwendung von Stossplatten (u, u) angenietet sind.

Die Horizontalverspannung, bestehend aus $\frac{100 \text{ mm}}{9}$ starken Flachschieben (w, w), ist mittelst Beilagplatten (v, v) an die Winkeisen (t, t) der Querträger angeknüpft; die Bänder sind an den Kreuzungsstellen über einander verschränkt.

Die Langschwellen (n, n), welche den Eisenbahnschienen als Unterlage dienen, erhalten durch kleine Drehwinkel, mit welchen sie durch die Schraubenbolzen x, x verbunden sind, eine unverschiebliche Auflagerung. Von den Winkeln ist je einer durch zwei Schraubenbolzen und je einer durch zwei Nieten mit dem Winkeisen des Querträgers in Verbindung gebracht, damit auf diese Weise leicht eine Auswechslung schadhafter Langschwellen bewerkstelligt werden kann. Zwischen den Langschwellen liegen auf leichten eisernen an sie befestigten Schuhen hölzerne Querschwellen (p, p), welche einer Bedielung als Unterlage dienen.

Die Tragwände ruhen mittelst gusseiserner Schuhe, welche ganz ähnlich den im vorigen Blatte angegebenen geformt und befestigt sind, auf den Widerlagern. —

Auch bei dieser Brücke sind sämmtliche Constructions- theile für Tenderlocomotiven von 60 T Gewicht mit drei-

facher Tragfähigkeit, die Elasticitätsgrenze bei 160^T pr. \square^{dm} angenommen, bestimmt.

Für einen Hauptträger wird das Gewicht der Fahrbahndecke pr. Meter und Rippe $0,18^T$, das Eisengewicht $0,32^T$; daher das auf einen Träger treffende Eigengewicht $\dot{p}' = 0,5^T$ und das Moment bei $9,18^m$ Stützweite $\mathfrak{M}_1 = 52,7^{dm.T}$ in der Mitte. Das Moment der zufälligen Last wird daselbst $\mathfrak{M}_2 = 405,2^{dm.T}$. Es hat daher

$$\frac{\dot{\alpha}_R}{m} \cdot \Theta = 52,7 + 3 \cdot 405,2 = 1268,3,$$

$$\frac{\Theta}{m} = 7,927^{dm^3},$$

und somit die Spannungsintensität bei ruhender Last

$$\dot{\alpha} = \frac{457,9}{7,927} = 57,7^T \text{ pr. } \square^{dm} \text{ oder } 577^k \text{ pr. } \square^{cm}$$

zu sein.

Der nöthige Querschnitt der Gurtung in der Mitte findet sich in angenäherter Weise wieder aus

$$F = \frac{\mathfrak{M}}{2m \cdot \dot{\alpha}},$$

und wenn man $2m = 0,82^m$ setzt:

$$F = \frac{457,9}{8,2 \cdot 57,7} = 0,96 \square^{dm} = 96 \square^{cm}.$$

Der in der Construction verwendete Gurtungsquerschnitt hat folgende Maasse:

2 Gurtungsplatten 200^{mm} br., 14^{mm} d. nach Abzug einer Nietöffnung von 20^{mm} Durchmesser	50,4 \square^{cm}
2 Winkeleisen	32,0 \square^{cm}
der zwischen den Winkeleisen befindliche Theil der Mittelwand	8,5 \square^{cm}
	zusammen 90,9 \square^{cm} .

Die Eisengewichte der eingleisigen Brücke sind im Einzelnen:

Bezeichnung der Theile.	Walzeisen.	Nieten und Bolzen.	Summa des Walzeisens.	Gusseisen.
	Kgr	Kgr	Kgr	Kgr
I. Tragrippen (Blechträger) . .	3827	201	4028	191
II. Fahrbahntafel: 7 Querträger incl. Versteifungsblechen .	1243	62	1305	—
Fahrbahn	93	28	121	—
Horizontalverspannung . .	199	9	208	—
Summa	5362	300	5662	191

Ohne Mitrechnung des Gusseisens trifft sonach bei $9,18^m$ Stützweite pr. lauf. Meter auf die Eisenconstruction ein Gewicht von 616^k .

Die Querschnitte der Pfosten sind nach den für die einzelnen Stellen verschiedenen grössten Angriffen der Verticalkräfte, und nach Abrechnung der in einem Horizontalschnitte befindlichen grössten Anzahl von Nietöffnungen zu bestimmen. Bei kleineren Brücken behält

man jedoch vielfach die stärkste Sorte dieser Pfosten der einfacheren Anordnung wegen bei und selbst bei grösseren Brücken wählt man meist nur zweierlei oder höchstens drei verschiedene Abtheilungen derselben.

Die Querträger sind als frei aufliegende Träger zu berechnen.

Alle vorkommenden Vernietungen sind so auszuführen, dass einerseits die nöthige Anzahl Nieten gegeben wird, um diese nicht über die zulässige Schubfestigkeit hinaus anzustrengen, und dass andererseits die mit Nieten verbundenen Theile an der Verbindungsstelle allen vorkommenden Einwirkungen auf Zug, Druck oder Abscheerung sicheren Widerstand leisten können.

Bei allen solchen Verbindungen dient übrigens die Rechnung nur zur Feststellung der unteren, noch zulässigen Grenze; ein Ueberschuss in der Stärke der Verbindung wird so lange zweckmässig gegeben werden können, als hiedurch nicht nachtheilige Verschwächungen einzelner Constructionstheile herbeigeführt werden. —

Rechts unten sind auf dem Vorlegeblatt 23 mehrere Blechbalkenquerschnitte, wie sie für Strassenbrücken bei verschiedenen Spannweiten Verwendung finden, gezeichnet.

Bei jedem dieser Querschnitte sind ausser den Dimensionen der Mittelwand und der Winkeleisen die Gewichte, die Licht- und Stützweiten, für welche sie verwendet werden sollen, und die Trägerlängen angegeben. Vorausgesetzt ist hiebei, dass die Blechbalken als Strassenträger in ähnlicher Weise zu einer Brücke verwendet werden, wie dies bei Beschreibung der aus Doppel-T-Eisen hergestellten Strassenbrücken nach Gerber's Construction bezeichnet wurde.

Durch verticale und horizontale Verspannungen soll eine Uebertragung der Belastungen gesichert und somit ein geringerer Angriff durch concentrirte Lasten auf die einzelnen Träger erzielt werden. Auf einen Träger ist $\frac{2}{3}$ des halben Wagengewichtes von 5^T Axenlast bei $3,5^m$ Axenabstand und $1,3^m$ Spurweite zu rechnen.

Bei grösseren Spannweiten ist das Maximalmoment der Verkehrslast nicht allein aus den so erhaltenen concentrirten Lasten abzuleiten, sondern dieses Moment unter der Voraussetzung zu bestimmen, dass hinter dem Wagen die Brücke dicht mit Personen besetzt ist. Die Belastung durch ein Menschengedränge wird aber in diesem Falle gewöhnlich zu 300 Kgr pr. \square^m angesetzt (s. Seite 19).

Blatt 24.

Strassenbrücke über den Oosbach in Baden.

Bei der Brücke am französischen Hofe in Baden, welche von dem badischen Baurathe F. Keller entworfen und ausgeführt wurde und in Förster's Bauzeitung (1853, S. 98) abgebildet und beschrieben ist, kamen als Strassenträger Blech- und Gitterbalken in Anwendung.

Bevor wir zur Beschreibung einer grösseren Gitterbrücke übergehen, schalten wir daher die Zeichnungen und Beschreibungen dieser zierlichen, im Jahre 1853 hergestellten Brücke ein.

Da an ihrem Standorte der 12^m breite Oosbach mit Ufermauern eingefasst ist, so dienen letztere sofort als Widerlager der fünf eisernen Strassenträger, auf denen die Brückenbahn ruht (Fig. 1, 2, 3). Von diesen Trägern ist der mittlere (m) als Blechbalken aus drei vernieteten und je 0,9^{cm} dicken Lagen von Eisenblech, jeder nächstliegende Hauptträger (n, n) aber als Gitterbalken aus 6^{cm} breiten und 0,9^{cm} dicken Eisenschienen, und jeder Stirnträger (o, o) wieder als Blechbalken aus einer einfachen Blechlage hergestellt. Die Strassenträger sind durch drei Querbalken (a, c) von Eisenblech mit einander verbunden, von denen der mittlere (c, Fig. 5) gusseiserne Schuhe (b, b) zur Aufnahme der Streckhölzer (d, d), auf denen die Bedielung (e, e) der beschotterten Fahrbahn liegt, trägt. Im Ganzen sind neun Streckbalken, welche von Mitte zu Mitte 0,75^m Abstand haben, für die Fahrbahn verwendet.

Die schmiedeisernen Consolen, welche die Fusswege tragen, sind mit den Gitterträgern und den Stirnträgern durch Winkleisen verbunden. Die Befestigung des hölzernen Brückengesimses an den Stirnträgern, die Auflagerung der Trottoirdielen, die Anordnung des Geländers und die gusseisernen Unterlagen (g) der Gitterträger, sowie die Befestigung der Schuhe mit dem Mauerwerk zeigen nach einander die Figuren 10, 8, 9, 6 und 7 in hinreichender Deutlichkeit. Zu den beiden letzteren Figuren mag noch erwähnt werden, dass die untere Gurtung der Gitterträger durch Flachschiene, welche durch die Schraubenmutter der Mauerbolzen an die obere Seite der Winkleisen fest angepresst sind, und mit dieser Gurtung der ganze Träger zwar eine feste Auflage erhält, dass aber hiedurch bei stattfindender Einbiegung die Unterlagen selbst in ungünstiger Weise beansprucht werden müssen.

Blatt 25 bis 28.

Bahnbrücke über den Rhein bei Waldshut.

Die eisernen Gitterbrücken sind den Town'schen hölzernen Lattenbrücken nachgeahmt.

Für grössere Spannweiten kamen sie zuerst in Grossbritannien im Jahre 1845 zur Ueberbrückung des Royalcanals bei Dublin zur Verwendung. Diese Brücke trägt auf drei 5,34^m hohen Gitterwänden eine zweigeleisige Bahn und hat eine Spannweite von 42,67^m.

Es entstanden hierauf rasch nach einander die bedeutendsten Ueberbrückungen nach diesem Systeme auch in Deutschland, unter denen wir die Brücken über den Rhein bei Cöln und bei Kehl, die Dirschauer Weichselbrücke, die Nogatbrücke bei Marienburg hervorheben,

und ebenso in der Schweiz, unter welchen die Sitterbrücke bei St. Gallen, die Brücke über die Aare bei Bern und der Saane-Viaduct bei Freiburg eine hervorragende Stelle einnehmen.

Die Rheinbrücke bei Cöln, in den Jahren 1856 bis 1860 erbaut, hat vier Oeffnungen von je 98,22^m Spannweite; die Kehler Rheinbrücke, 1858 bis 1860 ausgeführt, hat drei gleiche Oeffnungen von je 56^m Weite, an welche sich an beiden Ufern je 26^m weite Oeffnungen mit Drehbrücken anschliessen; die Brücke über die Weichsel bei Dirschau hat die grösste Spannweite und ganze Länge; dieselbe hat sechs Oeffnungen von je 121,13^m im Lichten und wurde in den Jahren 1850 bis 1857 hergestellt; ihre Tragwände sind 11,83^m hoch; die gleichfalls sehr bedeutende Nogatbrücke bei Marienburg hat zwei Oeffnungen von 97,9^m Weite und 6,43^m hohe Tragwände. Die eingleisige Sitterbrücke bei St. Gallen, in den Jahren 1853 bis 1856 ausgeführt, hat zwar bedeutend geringere Spannweiten als die eben genannten Brücken, nämlich zwei mittlere Oeffnungen von 38,4^m und zwei äussere Oeffnungen von 36,24^m Spannweite, verdient aber desshalb besondere Erwähnung, weil die Gitterträger auf einer 47,19^m hohen gusseisernen Pfeilerconstruction aufruhend. Die Aarebrücke bei Bern, welche zwischen den Gitterwänden eine gewöhnliche Strassenbrücke und auf denselben eine doppelgeleisige Bahn aufnimmt, wurde von 1856 bis 1859 hergestellt; dieselbe hat eine Mittelöffnung von 57,2^m und zwei Seitenöffnungen von je 50^m Weite; die Träger liegen auf gemauerten, 37,2^m über Mittelwasser hohen Pfeilern auf. Der Viaduct über die Saane bei Freiburg ist für eine zweigeleisige Bahn von 1857 bis 1862 ausgeführt worden, hat fünf mittlere Oeffnungen von 48,8^m Weite und zwei äussere von 44,92^m Weite; der Brückenoberbau ruht auf 43,23^m hohen gusseisernen Pfeilern mit schmiedeisernen Verstrebungen und steinernen Sockeln auf.

Die rasche Verbreitung des Systems der Gitterbrücken ist wohl weniger durch eine streng rationelle Anordnung der einzelnen Constructionstheile, aber durch den Umstand zu erklären, dass dieselben bei grosser Einfachheit in dem Entwurfe und bei der Ausführung ein gefälliges Aussehen bieten.

Wiewohl wir weit davon entfernt sind, neuerdings eine häufigere Anwendung dieses Systems zu wünschen, so erachten wir es doch für nothwendig, eine der vielen Ausführungen näher darzustellen und zu beschreiben. —

Die eisernen Gitterbrücken erhielten ursprünglich ausser den horizontalen Längsbändern oder Gurtungen nur kreuzweise über einander gelegte und an den Kreuzungspuncten vernietete Flacheisenstäbe, welche bei gleichen oder ungleichen Maschen an die Stelle der bei Blechbalkenbrücken verwendeten vollen Mittelwände treten sollten, um auf diese Weise einerseits an Material zu sparen und andererseits die Schwierigkeiten zu vermeiden, welche aus

constructiven Gründen bei hohen und vollen Blechwänden sich geltend machen.

Die nur aus Gitterstäben und Längsbändern zusammengesetzten Tragwände zeigten jedoch keine genügende Seitensteifigkeit und boten ausserdem, wenn die Fahr- bahntafel zwischen den Gurtungen anzubringen war, derselben keine so günstige Befestigung, wie dies durch die in späterer Zeit aufgenommenen Verticalabsteifungen oder Pfosten erreicht wurde. Letztere wurden, um die Zunahme der Verticalkräfte gegen das Auflager hin zu berücksichtigen, in der Nähe derselben in geringeren Abständen von einander angeordnet. —

Die Brücke bei Waldshut, welche auf Blatt 25 bis 28 nach der Veröffentlichung des grossherzoglich badischen Baudirectors, Herrn R. Gerwig, im 27. Jahrgange der Förster'schen allgemeinen Bauzeitung (Seite 243 u. ff. des Textes und Taf. 523—527) dargestellt wurde und hier beschrieben werden soll, gehört zur Verbindung der badischen Staatseisenbahn mit der schweizerischen Nordostbahn und wurde in den Jahren 1858 und 1859 hergestellt.

Dieselbe hat drei Oeffnungen mit einer Gesamt-Lichtweite, gemessen an der Auflagerkante der Eisenconstruction, von 120,48^m, wovon auf die Mittelöffnung 51,87^m, auf jede der Seitenöffnungen 34,305^m treffen. In gleicher Höhe haben die Pfeiler eine Dicke von je 3^m. — Auf dem linken Ufer schliessen sich sechs gewölbte Fluthöffnungen von je 7,5^m Lichtweite an das Auflager der eisernen Brücke an.

Von den beiden continuirlichen Gittertragwänden, welche unter der zweigeleisigen Bahn liegen, hat jede eine Länge von 131,46^m und über den Strompfeilern eine Höhe von 5,13^m mit Einschluss der obern und untern Gurtungsplatten; ihr Mittelabstand beträgt 4,98^m.

Wiewohl der Untergrund an der Brückenbaustelle eine genügende Tragfähigkeit besass, wurde doch aus Besorgniss vor Unterspülungen eine Foundation auf föhrenen Pfählen für nöthig erachtet, deren Zwischenräume nach Fig. 1 mit Beton ausgefüllt wurden. Die Betonschichten sind mit Steinen abgedeckt und durch Spundwände gesichert; auf den genau horizontal abgeschnittenen Pfahlköpfen liegt die unterste Quaderschichte (Fig. 10^e) unmittelbar auf. Die unterste und oberste Schichte der Pfeiler und Widerlager (Blatt 26) wurde ganz aus Quadern, alle anderen Schichten sind aus Bruchsteinmauerwerk mit Hausteinvorblendung und einzelnen Streckern hergestellt. Die Unterlagsquader der Eisenconstruction, die dem Stosse besonders ausgesetzten Steine an den Ecken und die Wulstgurten der Strompfeiler sind aus Granit; zu den sonstigen Aussenflächen des Baues wurden hauptsächlich rother Sandstein von Lahr und zum rauhen Mauerwerk Muschelkalksteine, welche in der Nähe der Baustelle gewonnen wurden, verwendet.

Bezüglich des eisernen Oberbaues mögen nachfolgende detaillirtere Angaben Platz greifen.

Die Haupttragwände bestehen aus den Gurtungen, den Gitterstäben und den verticalen Pfosten. Die Gurtungen sind nach Fig. 3 und 4 der Tafel 25 zusammengesetzt aus den verticalen Stehblechen, die eine auf die ganze Trägerlänge gleichbleibende Höhe von 390^{mm} und, da zwei Bleche von je 9^{mm} Stärke verwendet sind, eine Dicke von 18^{mm} besitzen; aus 2 Winkeleisen von $\frac{120}{150}$ Schenkellänge und 21^{mm} mittlerer Stärke und aus einer der Grösse der stattfindenden Angriffe entsprechend gewählten Anzahl horizontaler Gurtplatten von je 450^{mm} Breite und 12^{mm} Dicke. Die Zahl derselben wechselt zwischen 2 und 11; über den Pfeilern wurden Doppellagen von 900^{mm} Breite angeordnet.

Die Gitterstäbe bilden quadratische Maschen von 930^{mm} Diagonale; dieselben haben durchaus gleiche Dicke von 21^{mm}, dagegen wechselt ihre Breite, entsprechend den Spannungen, zwischen 120 und 180^{mm} von 15 zu 15^{mm}, so dass 5 verschiedene Breiten derselben vorkommen; an den Kreuzungsstellen sind sie mit zwei Nieten unter sich verbunden und zu dem Ende an den Stehblechen um die Dicke dieser abgekröpft.

In Abständen von drei Gittermaschen, also von 2,79^m, sind beiderseits Verticalabsteifungen — Pfosten — an die Gitterträger angenietet; eine geringere Breite von 1,86^m haben die auf solche Weise gebildeten Felder am Anfange der Tragwände und über den Pfeilern. Diese Pfosten bestehen (Fig. 12 und 13) aus zwei Blechstreifen mit beiderseits angenieteten Winkeleisen und dienen zur Absteifung der Gitterwände, zur Befestigung der Querträger und Consolen der Trottoirs sowie zur Anbringung des Querverbandes.

Die Querträger (t, Blatt 27, Fig. 13), welche in Entfernungen von 2,79^m und bezw. 1,86^m die Hauptträger oben verbinden und zur Aufnahme der mittleren Schwellenträger dienen, sind 405^{mm} hoch und bestehen aus zwei gleichen Stücken, von denen jedes aus einem verticalen Bleche von 10,5^{mm} Dicke und aus oben und unten angenieteten leichten Winkeleisen gefertigt ist. Der zwischen diesen Theilen verbleibende Zwischenraum von 18^{mm} — der Dicke des Blechstreifens der Verticalabsteifungen — ist nur dort, wo andere Constructionstheile befestigt sind, durch Blechstücke wegen der Nietung ausgefüllt. — Ausser durch die Querträger sind die Tragwände durch eine über der unteren Gurtung angebrachte horizontale T-Schiene und durch diagonale dergleichen Streben (u), und nächst- dem in ihrer halben Höhe durch eine Flachschiene (v) der Quere nach zwischen den verticalen Pfosten verbunden.

Zwischen den Querträgern und an diese befestigt befinden sich die für die inneren Schienenstränge erforderlichen Schwellenträger von 270^{mm} Höhe; durch eine über den Quer- und Schwellenträgern liegende und eine über den unteren Gurtungsplatten angebrachte Horizontalverspannung, deren Anordnung aus Fig. 2 ersichtlich

ist, werden die Tragwände in weitere gegenseitige Verbindung gebracht.

Die Trottoirträger bestehen aus einem horizontalen T-Eisen (x) und zwei gebogenen Winkeleisen (y). — Um Längenbewegungen bei Temperaturänderungen bei der nicht unbedeutenden Pfeilerhöhe unschädlich zu machen, ruhen die Tragwände auf Rollenstühlen auf; die Rollen sind aus hartem Gusseisen und laufen auf drei Schienen, die auf Bleche genietet wurden; letztere sind in Granitunterlagen eingelassen und befestigt. — Je nach der Anzahl der zu verbindenden Bleche der Hauptträger wurden verschieden starke Nieten verwendet, bei 2—3 Blechen nämlich 24^{mm}, bei 4—5 Blechen 27^{mm}, und bei 6—8 Blechen 30^{mm} starke Nieten; für den Querverband und alle leichteren Constructionstheile kamen 21^{mm} dicke Nieten in Verwendung. —

Wie aus dem Querschnitt der Brücke (Fig. 9) ersichtlich, sind die äusseren Schienenstränge jedes Geleises auf die Tragwände selbst aufgelagert, um hiedurch den Abstand derselben möglichst zu verringern; um nun die nachtheiligen Einwirkungen der Stösse zu mildern, sind die Schienen durchgehend auf hölzernen Langschwellen befestigt.

Die Brücke ist mit 4,5^{cm} starken eichenen Bohlen eingedeckt, welche auf besonderen Langschwellen liegen.

Auf den Consolen des Trottoirs sind in geeigneten Abständen gusseiserne Ständer angebracht, um das aus Draht angefertigte Geländer einschieben zu können.

Sämmtliches Eisenwerk ist mit einem dunkelrostbraunen Oelanstrich versehen.

Eine Uebersicht über die Vertheilung des verwendeten Materiales gewähren nachfolgende, in abgerundeten Zahlen gemachte Angaben:

1) Schmiedeeisen:

Die sämmtlichen oberen und unteren Gurtungsbleche beider Hauptträger auf die

ganze Brückenlänge wiegen	111.620 Kgr,
die sämmtlichen Stehbleche der Gurtungen	29.720 „
die Winkeleisen derselben	40.710 „
die Gitterstäbe	73.680 „
die Verticalabsteifungen	109.200 „
die 50 Querträger	31.660 „
die inneren Schienenträger	21.630 „
die Querversteifungen	37.780 „
die untere Horizontalverspannung aus T-Eisen	7.630 „
die obere Horizontalverspannung aus Flacheisen	5.380 „
die Eisenstücke für Stossplatten, Ausfüllen von Zwischenräumen	24.940 „
die schmiedeisernen Bestandtheile des Geländers	5.020 „
die schmiedeisernen Theile der Rollenstühle und die Lagerplatten	3.500 „
sämmtliche Nietköpfe	9.240 „
Somit der Gesamt-Schmiedeeisen-Bedarf:	511.710 Kgr.

Bauernfeind's Vorlegeblätter zur Brückenbaukunde.

2) Gusseisen:

Die hieraus bestehenden Theile des Geländers wiegen

die 60 Walzen der Stühle	1.760 Kgr,
	4.350 „

Bedarf an Gusseisen: 6.110 Kgr.

Auf Blatt 27 ist die Situation und die Anordnung des Werkplatzes und auf Blatt 28 die Gerüstanlage für die Foundation und den Aufbau der Pfeiler und Widerlager angegeben und hiebei die Verwendung der Baggermaschinen, der Pumpen, der Lauf-, Kunst- und Dampfrahmen, der zum Versenken des Betons dienenden hölzernen Röhren und der Arbeits- und Versetzgerüste für das Mauerwerk gezeigt. Indem wir wegen Erholung genauerer Angaben auf die viel Interessantes hierüber bietende Abhandlung der Förster'schen Bauzeitung selbst verweisen, ergänzen wir die vorstehende Beschreibung der Eisenconstruction durch Notizen über Anfertigung, Aufstellung, Kosten und statische Berechnung derselben.

Die Ausführung des Oberbaues war an die Maschinenfabrik der Gebrüder Benkiser in Pforzheim veraccordirt.

Nach dem Vorgange eines bei anderen Gitterbrücken mehrfach erprobten Verfahrens wurde der Oberbau zur Ersparung kostspieliger Gerüstanlagen an der zu überbrückenden Stelle selbst auf dem Lande in gleicher Höhe mit dem künftigen Auflager in der Verlängerung der Brückenaxe vollständig aufgestellt und sodann in der Richtung der letzteren in der auf Blatt 27 angegebenen Weise bis zur Erreichung seiner definitiven Lage vorgewalzt.

Die zur Herstellung der Gitterwände dienende Werkhütte (Fig. 15^a) erhielt aus Sparsamkeitsrücksichten nicht die ganze Länge der letzteren von 131,46^m, sondern nur die zur Anfertigung, Zusammensetzung und Aufstellung von je einem Dritttheil nöthige Länge von 72^m, wovon 51^m zur Herstellung desselben und 21^m für Unterbringung der Maschinen und Materialien dienten.

Der Raum zwischen der Werkhütte und dem rechtseitigen Widerlager betrug 90^m; die Werkhütte hatte eine lichte Weite von 21^m. Nach Anfertigung des ersten Drittels wurde dieses vorgewalzt, das zweite Dritttheil gefertigt, etwas vorgewalzt, mit dem ersten verbunden, sodann beide soweit vorgewalzt, bis die Werkhütte zur Anfertigung des letzten Theiles frei war; hierauf auch dieses nach seiner Herstellung vorgewalzt und mit den beiden anderen verbunden, worauf sodann das Vorwalzen der ganzen Brücke erfolgte.

Die Anfertigung einer Gitterwand wurde auf einem Roste aus hölzernen Schwellen vorgenommen, die auf eingerammte Pfähle aufgelegt waren, und begann mit dem Zusammenstellen der Gurtungsplatten und Winkeleisen zunächst in der Lage, die diese Theile nach der Herstellung der Brücke erhielten. Dieselben wurden gemeinschaftlich verbohrt, sodann nahm man sie aus einander,

um alle Bohrlöcher auszufräsen und alle sich berührenden Flächen, zu denen später nicht mehr zu gelangen war, mit Mennigfarbe anzustreichen; hierauf wurden die Gurtungen zum zweiten Male zusammengesetzt und vernietet, die beiden zu einem Gitter gehörigen Gurtungen nunmehr auf einem Werkische umgekantet, so dass ihre Stehbleche wagrecht einander zugekehrt waren; der gegenseitige Abstand und ihre Lage mit Rücksicht auf die Ueberhöhung der Tragwände durch provisorisch angebrachte Verbindungsstangen regulirt; sodann die Pfosten von unten und von oben angebracht und die Gitterstäbe eingeschoben. Diese letzteren wurden zuerst mit den Gurtungen verbohrt und vernietet und dann erst an den Kreuzungspuncten, um alle Spannungen und Krümmungen der Gitterstäbe in Folge ungenauer Arbeit zu vermeiden.

Ein fertiges Gitterdrittel wurde dadurch in die verticale Stellung gebracht, dass zunächst zehn Winden von je 10^T Tragkraft und zwar je zwei nahe an einander an die obere Gurtung so angesetzt wurden, dass die Drehung um die untere Gurtungskante als Axe erfolgen musste. Durch abwechselndes Unterlegen und neues Ansetzen der Winden erfolgte die Hebung des Gitters um einen Winkel von 30° . Hierauf wurden fünf hölzerne Böcke an die untere Seite der Gitter befestigt, welche die Form eines gleichschenkeligen Dreiecks von $5,1^m$ Höhe (Gitterhöhe) und 30° Winkel an der Spitze hatten, welch' letztere sich an der unteren Gurtung befand. Durch Ansetzen der Winden an die horizontalen Schenkel der Böcke und allmähliges Unterlegen konnte die Gitterwand um weitere 30° gehoben werden. Es wurden nunmehr fünf gleichschenkelige Böcke mit 60° Winkel an die Gitter befestigt, deren anfänglich horizontaler Schenkel ebenfalls um 30° gehoben und dadurch das Gitter vertical gestellt wurde. Waren zwei Gitter in den richtigen Abstand gebracht, so wurde der Querverband befestigt, worauf das fertige Drittel vorgewalzt wurde.

Unter einem über die Eisenconstruction aufgestellten Nothdache wurden die Vollendungsarbeiten: vollständiges Vernieten, Verputzen, Anstrich hergestellt. — Die Wirkungsweise der bei dem Vorwalzen verwendeten, auf Blatt 27, Fig. 11—14, dargestellten Vorrichtung ist leicht zu erkennen.

Jeder Hauptträger ruht mit seiner unteren Gurtung auf einigen massiven gusseisernen Walzen, deren Lager auf festen Unterlagen durch Stellschrauben regulirt, also in gegenseitig wagrechte Lage gebracht werden kann.

Jede Walze besitzt ein Sperrrad, in welches der Sperrkegel eines $6,6^m$ langen, hölzernen Hebels eingreift. Die Hebel je zweier gegenüberliegenden Walzen sind über dem Gitter durch eine Querstange vereinigt, an welcher eine Anzahl von 16—24 auf dem Gitter stehenden Arbeitern die Hebel abwechselnd vorschieben und zurückziehen konnten. Bei der ersteren Bewegung nimmt der Hebel die sich in ihrem Lager drehende Walze mit, bei

der letzteren schleift der Sperrkegel auf dem Sperrrade und lässt die Walze ruhen. Die Drehung des Hebels betrug in dem vorliegenden Falle etwa $\frac{1}{6}$ des Kreisumfanges und bewirkte jedesmal eine Bewegung des Gitters von beiläufig einem Decimeter bei einer durchschnittlichen Zeitdauer von $\frac{3}{4}$ Minuten für Vor- und Rückwärtsbewegung. Aus diesen Angaben lässt sich leicht folgern, wie die Operation des Vorwalzens, von dem Beginne desselben beim ersten Gitterdrittel bis zur Ueberschiebung der ganzen Brücke über die Pfeiler bis zum linkseitigen Widerlager vorgenommen wurde. —

Da die Brücke auf eine grössere Länge als 30^m , wie die Berechnung ergab, nicht über die letzte Stütze frei hinausragen durfte, die Spannweiten aber $51,87^m$ und $34,30^m$ betrugen, so musste auf entsprechende Abminderung der überhängenden Brückenlänge Bedacht genommen werden. Es wurde desshalb an dem Ende derselben ein $10,5^m$ langer Schnabel (Fig. 11) und ein hölzernes Mitteljoch im Abstände von $36,5^m$ vom rechtseitigen Pfeiler hergestellt.

Nach Vollendung des Ueberschiebens wurde die Eisenconstruction durch 18 Hebegeschirre von entsprechend grosser Tragkraft vertical um $1,15^m$ über die obere Fläche der Unterlagsquader gehoben, die Walzen herausgenommen, die Unterlagsplatten und Rollen eingelegt und regulirt und der Oberbau auf diese hinabgelassen.

Nach Aufstellung der Gitterwände wurden die Trottoire, Horizontalverspannungen, Schienenlage mit Zubehör, die Geländer hergestellt und die Widerlager und Dämme auf die normale Höhe gebracht. — Mit Ausschluss der Kosten der an die linke Seite anschliessenden Bogenstellungen betrugen die Gesamtkosten der Rheinbrücke $830\,000$ Mark, die sich in abgerundeten Zahlen auf folgende Positionen vertheilen:

1) Instandsetzung des Werkplatzes . . .	13\,000 Mark,
2) Maschinen, Werkzeuge, Gerüste . . .	98\,100 „
3) Fundationsarbeiten	132\,000 „
4) Maurer- und Steinhauerarbeiten . . .	202\,000 „
5) Sicherung des Brückenstandes . . .	17\,600 „
6) Bauaufsicht etc.	32\,900 „
7) Eisenbau der Brücke	313\,000 „
8) Brückenbahn	27\,900 „
9) Verwaltungskosten	18\,200 „
zusammen	854\,700 Mark.

Hievon ab die Einnahme für Maschinen,

Gerüsthölzer etc. 24\,700 „

Gesamtkostenbetrag $830\,000$ Mark.

Ueber die statische Berechnung der Brückenträger heben wir hier hervor, dass dieselben als continuirliche Träger, welche auf vier gleich hohen Stützen liegen, anzusehen sind. Das Eigengewicht pr. lauf. Meter der Brücke wurde für die Seitenöffnungen zu 3600^k und für die Mittelöffnung zu 4600^k und die grösste zufällige

Belastung mit 6600^k pr. lauf. Meter der Brücke in Ansatz gebracht. Zur Vereinfachung der Rechnung wurde angenommen, dass die Stützweite der äusseren Oeffnungen 36^m, jene der Mittelöffnung 54^m betrage, und sodann wurden die Verticalkräfte und die Angriffsmomente von 3 zu 3^m Abstand für die drei Fälle — Belastung der beiden Seitenöffnungen, Belastung der Mittelöffnung allein und Belastung einer Seiten- und der Mittelöffnung —, und hieraus die Maximalangriffe in den verschiedenen Querschnitten bestimmt; zur Festsetzung der letzteren wurde die zulässige Spannung und Pressung des Eisens pr. □^{mm} zu 6^k genommen. Nach Abzug der Nietöffnungen stimmen die der Ausführung zu Grunde gelegten Querschnitte der einzelnen Constructionstheile im Allgemeinen gut mit den berechneten. Die Abstufungen der oberen und unteren Gurtungen fallen nicht in denselben Verticalschnitt; man suchte überhaupt alle Stösse möglichst zu verschränken und gleichmässig auszutheilen.

Die Gitter erhielten in den Seitenöffnungen eine Ueberhöhung von 3^{cm}, in der Mittelöffnung von 4,5^{cm} bei einer Temperatur von 10—15° R. Nachdem die Gitter in die verticale Stellung gebracht waren, verloren sie den grössten Theil dieser Ueberhöhung. Bei der ersten Probelastung mit vier Locomotiven und Tendern und sodann mit zwei Locomotiven und einem schwerbeladenen Kieszuge zeigte sich eine weitere bleibende Senkung, so dass die Gurtungen nahehin in die horizontale Lage kamen.

Blatt 29 und 30.

Bahnbrücke über den Inn bei Bichelwang.

Die auf den Blättern 29 und 30 dargestellte Brücke führt die Nord-Tyroler Staatsbahn bei Bichelwang über den Inn und enthält eine Hauptöffnung mit 45,20^m Spannweite, eine linkseitige und zwei rechtseitige Oeffnungen mit je 21,18^m, und zwei an den beiderseitigen Enden der Brücke liegende Durchfahrten von je 3,79^m Lichtweite.

Die Projectirung des ganzen Objectes erfolgte durch die k. k. Centraldirection der österreichischen Staatseisenbahnbauten, die Ausführung der sämtlichen Eisenconstructions durch den Maschinenfabricanten Siegl von Wien in der kurzen Zeit von März bis Ende October 1858.

Die nachfolgende Beschreibung nebst den zugehörigen Zeichnungen ist der im Jahre 1862 erschienenen Sammlung eiserner Brücken-Constructions von L. v. Klein, kgl. württembergischen Oberbaudirector, entnommen. —

In Bezug auf die allgemeine Anordnung der Brücke ist zunächst zu erwähnen, dass dieselbe ursprünglich fünf gewölbte Oeffnungen erhalten sollte und dass in der That auch die beiden Widerlager und drei Mittelpfeiler nach diesem Projecte ausgeführt und zwar auf Pfahlrost ca. 2^m unter Niederwasser zwischen Fangdämmen fundirt und aus grossen Kalksteinquadern aufgemauert waren,

als man sich entschloss, den vierten Pfeiler wegzulassen und die Ueberbrückung aus Eisen herzustellen.

Aus diesem Grunde ist die Gesamtanlage in Bezug auf die Hauptöffnung eine unsymmetrische, sämtliche Pfeiler sind gleich dick und die Widerlager, wie Fig. 2 zeigt, erheblich stärker als die gegenwärtige Anordnung der Träger erfordern würde, sodann mit einem Stein- schnitte ausgeführt, der die ursprüngliche Bestimmung derselben zur Aufnahme des Gewölbschubes erkennen lässt.

Die ganze Brücke ist für Doppelbahn, und zwar auch im eisernen Oberbau, ausgeführt, wird jedoch nur einseitig auf einem Geleise befahren.

Die Hauptöffnung, welche nur zwei Tragwände besitzt, hat demnach in ihrem Querschnitte eine Anordnung, wie sie das Schema a auf Seite 31 zeigt, welches aus mehrfachen dort angegebenen Gründen gerade nicht als das beste bezeichnet wurde; die specielle Anordnung der Tragwände selbst lässt jedoch wesentliche Verbesserungen gegenüber von früher ausgeführten Gitterbrücken erkennen, indem die einzelnen Gitterstäbe soweit auseinander gelegt sind, dass die sämtlichen Verbindungsstellen derselben an den (unteren) Gurtungen zugleich als Lastpunkte (Knotenpunkte) auftreten, — wodurch die Gesamtanordnung sich dem Fachwerk wesentlich nähert —, und indem ferner eine entsprechende Versteifung der auf Druck in Anspruch genommenen Stäbe zur Ausführung gelangte.

Die specielle Anordnung der einzelnen Hauptconstructionstheile ist in Kürze folgende.

Aus den im Maassstabe 1:36 dargestellten Figuren auf Blatt 30, nämlich aus der Ansicht Fig. 19, dem Querschnitt Fig. 20, dem Längenschnitt Fig. 21 und dem Grundriss Fig. 22, sowie aus den Figuren 14, 15 und 16 auf Blatt 29 ist ersichtlich, dass die Gurtungen (a, a') der beiden Hauptträger kastenartig aus einem 86,9^{cm} breiten horizontalen Theile, zwei Stehblechen von je 47,4^{cm} Höhe und vier Verbindungswinkelisen bestehen. Die horizontalen Theile der beiden vollkommen symmetrischen Gurtungen je einer Tragwand sind nach Fig. 13 bis auf 9,325^m von den Trägerenden gegen die Mitte zu aus einer Platte von 1,3^{cm} Dicke, auf weitere 3,793^m aus zwei, zusammen 2,4^{cm}, und auf den übrigen Theil der Länge aus drei, zusammen 3,7^{cm} starken Platten gebildet, entsprechend der Form der Momentencurve, welche später besprochen werden soll.

An die Stehbleche, deren Dicke durchweg 1,3^{cm} beträgt, sind unmittelbar die Gitterstäbe (b, b und c, c) angenietet, und zwar die des Systems b von innen, die des Systems c von aussen. Jeder Stab hat 18,4^{cm} Breite und eine von der Mitte gegen die Auflager zunehmende Stärke von 1,3 bis 1,7^{cm}. Je zwei in der Verticalprojection einander deckende Stäbe des Systems b sind gegenseitig durch ein Gitterwerk b' abgesteift, welches im Querschnitt Fig. 20 in seiner geeigneten Lage auf die Querschnitts-

ebene projectirt erscheint und in Fig. 26 gesondert in seiner wirklichen Form dargestellt ist. Dasselbe besteht aus zwei durch Kreuzbänder versteiften Winkeleisen und sind die letzteren beiderseits so auf die Gitterstäbe b aufgenietet, dass die Nietreihen in die Mittellinien der Stäbe b fallen. Wenn in den Darstellungen der v. Klein'schen Sammlung auch die Stäbe des Systems c derartige Nietreihen zeigen, so liegt der in jener Quelle nicht weiter angegebene Grund hievon wohl darin, dass die bezeichneten Stäbe c, wenn auch nicht ein Gitterwerk wie die Stäbe b, so doch etwa eine Verstärkung durch ein aufgesetztes Winkeleisen oder Eisenband erhalten haben.

Die beiden Gitterwände eines Hauptträgers sind durch die verticalen Ständer d an den beiden Trägerenden abgeschlossen. Diese Ständer haben die hier in verschiedenen Höhen anstossenden Gitterstäbe aufzunehmen und bestehen aus beiderseitigen, wie es scheint, durch ein ähnliches Gitterwerk wie die Stäbe b mit einander verbundenen Eisenplatten d (Fig. 21).

Auf die im Vorstehenden beschriebenen Tragwände wird die Verkehrsbelastung übergeführt durch die Querträger e, welche wiederum gitterartig construirt sind. Da dieselben auf 7,28^m frei liegen, sind ihre Gurtungen mit starken Stehblechen versehen, an denen die Stäbe des engmaschigen Gitterwerkes befestigt sind. Die Verbindung der Querträger mit den Haupttragwänden ist, da letztere keine verticalen Constructionstheile enthalten, in der Art bewerkstelligt, dass die untere Gurtung der ersteren auf die oberen Kanten der Stehbleche der unteren Tragwandgurtung aufgelegt und hier durch kurze Winkeleisenstücke befestigt ist, während die obere Gurtung eines jeden Querträgers ebenfalls durch Winkeleisenstücke mit den horizontalen Bändern f, f vereinigt wird, die wiederum ihrerseits mit den äusseren Gitterstäben c, c vernietet sind und dadurch allerdings die Functionen der letzteren weniger klar zum Ausdruck gelangen lassen.

Im Uebrigen ist hinsichtlich der Querträger noch zu bemerken, dass dieselben eine der ganzen Brücke entlang laufende Längsverbindung durch den in Fig. 25 besonders dargestellten Durchzug g erhalten haben, dessen weiterer Zweck darin besteht, die in den Figuren 20 und 22 dargestellten Windruthen h, h in der Mitte ihrer bedeutenden Länge aufzuhängen, was ausserdem auch noch an anderen Punkten durch die Bügel h' geschieht.

Auf den Querträgern, deren Abstand nach der Brückenaxe gleich der diagonalen Maschenweite der Tragwandgitter, nämlich = 1,565^m ist, ruhen starke Längsschwellen i, i und auf diesen unmittelbar die Fahrschienen. Zur Vermeidung seitlicher Verschiebungen sind die Schwellen i mit der oberen Querträgergurtung durch die Winkeleisen k, k verbunden, welche, wie der Grundriss Fig. 22 zeigt, auf den äusseren Seiten des Geleises durchlaufen, auf den inneren nur so lang sind, als die Breite der Querträgergurtung beträgt.

Betreffs der Haupttragwände ist in constructiver Beziehung noch zu bemerken, dass dieselben an ihren beiden Enden auf Rollstühlen aufruhren, deren Anordnung aus den Figuren 4, 5 und 6 hinreichend ersichtlich ist. —

Die Ueberbrückung der drei, je 21,18^m weiten seitlichen Oeffnungen ist durch vier, 1,50^m hohe, unter der Planie liegende Gitterträger bewerkstelligt, von denen je zwei ein Geleise tragen. Die Gurtungen n, n' sind einfach T-förmig gebildet (Fig. 17 und 18) und nehmen mit ihren Stehblechen die Stäbe o, o der engmaschigen Gitterwerke auf, welche zeitweise durch die Rahmen o' und durch die Gitter p abgesteift sind. An den unteren Trägergurtungen sind die Windruthen q befestigt. Unmittelbar auf den oberen Gurten der Träger liegen die Querschwellen r, welche die Schienen, eine Bedielung und die beiderseitigen Geländer s tragen, deren Construction in den Figuren 10 bis 12 erläutert ist. Die Auflagerplatten sind in den Figuren 7 bis 9 dargestellt. —

Von der Berechnung der Brücke soll hier, in möglichst einfacher Weise, nur so viel gegeben werden, als nothwendig ist, um die Querschnitte der Gurtungen und Gitterstäbe der Hauptträger bestimmen zu können.

Nach den Angaben in unserer Quelle wurde für die theoretische Untersuchung einer Haupttragwand eine totale gleichmässig vertheilte Belastung von 208,33 Wiener Centnern à 56^k pro Currentklafter à 1,8966^m angenommen, wovon etwa die Hälfte auf das Eigengewicht trifft. Dies gibt in runder Zahl 6150^k pr. lauf. Meter (= \hat{q}), während die Stützweite sich zu 45,52^m (= l) berechnet.

Die Auflagerreaction \hat{D}_1 ist somit $= \frac{\hat{q} l}{2}$ und das Kraftmoment an einer Stelle, deren Abstand von einem Auflager = x ist, wird durch die Gleichung bestimmt

$$\mathfrak{M} = \hat{D}_1 \cdot x - \frac{\hat{q} x^2}{2} = \frac{\hat{q}}{2} x (l - x),$$

welche bekanntlich die einer Parabel ist, deren Scheitel in der Trägermitte liegt.

Diese Parabel ist in Fig. 13 gezeichnet, während die abgetreppte Linie A B C C' B' A' angibt, wie die Gurtungsquerschnitte sprunghaft mit möglichster Berücksichtigung der Parabel sich ändern.

Für $x = \frac{l}{2}$ wird $\mathfrak{M} = \frac{\hat{q} l^2}{8}$ und erhält man nach Einführung der Zahlenwerthe für \hat{q} und l

$$\mathfrak{M} = 1593000 \text{ m.k.}$$

Diesem Momente der äusseren Kräfte muss das Widerstandsmoment gleich sein, welches bei hohen Tragwänden $= \hat{P} \cdot h$ gesetzt werden kann, wobei \hat{P} die wechselnde Inanspruchnahme einer Gurtung, h den Abstand der Gurtungsschwerlinien bezeichnet, welcher im vorliegenden Falle sich zu 4,278^m berechnet. Es ist somit $1593000 = \hat{P} \cdot 4,278$, oder $\hat{P} = 372400 \text{ k.}$

Da endlich der Querschnitt F jeder Gurtung in der

Mitte der Brücke = 542 □^{cm}, so erhält man als Inanspruchnahme \dot{a} des Materiales gemäss der Gleichung

$$\dot{P} = F \cdot \dot{a}$$

$$\dot{a} = \frac{372400}{542} = 687^k \text{ pr. } \square^{\text{cm}}.$$

Dieser Berechnungsweise der Gurtungen, welche allerdings nicht vollkommene Schärfe besitzt, schliesst sich folgende Betrachtung über die Gitterstäbe an.

Nach Obigem ist:

$$\dot{P} = \frac{\dot{M}}{h} = \frac{\dot{q}}{2h} x (1-x)$$

die Spannung in jeder der beiden Gurtungen an der Stelle x .

Geht man um den Abstand d weiter zurück gegen das nächste Auflager hin, so wird die Spannung an dieser Stelle

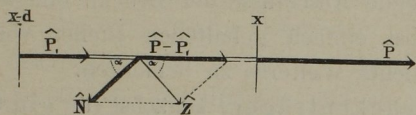
$$\dot{P}_1 = \frac{\dot{q}}{2h} (x-d) (1-x+d),$$

und die Spannungsdifferenz

$$\dot{P} - \dot{P}_1 = \frac{\dot{q}}{2h} [x(1-x) - (x-d)(1-x+d)]$$

$$= \frac{\dot{q}}{2h} \cdot d \cdot (1+d-2x).$$

Dass zwischen dem Querschnitt $x-d$ und x der Gurtung die Spannung sich vermehrt hat, kann nur davon her-



rühren, dass das Zugband Z (Gitterstab des Systemes c) einen Zug auf den Knotenpunkt zwischen $x-d$ und x ausübte, der sich in die Seitenkräfte $\dot{P} - \dot{P}_1$ in der Gurtung und \dot{N} in der Strebe (Gitterstab des Systemes b) zerlegte.

Umgekehrt kann, wenn $\dot{P} - \dot{P}_1$ für jedes x bekannt ist, — und man erhält diese Differenz aus obiger Gleichung —, \dot{Z} und \dot{N} für jeden Gitterstab bestimmt werden durch die Relation:

$$2 \cdot \dot{Z} \cos \alpha = 2 \cdot \dot{N} \cos \alpha = \dot{P} - \dot{P}_1, \text{ woraus}$$

$$\dot{Z} = \dot{N} = \frac{\dot{P} - \dot{P}_1}{2} \sec \alpha.$$

Da α bei vorliegender Brücke, wie meist überall bei den Gitterbrücken = 45°, so erhält man:

$$\dot{Z} = \dot{N} = \frac{\dot{P} - \dot{P}_1}{2} \cdot \sqrt{2} = 0,707 (\dot{P} - \dot{P}_1).$$

In unserem Beispiele ist $d = 1,565^m$ = dem Knotenpunkt-Abstande. Sollen die Gitterstäbe berechnet werden, welche am 9. Knotenpunkt, von der Mitte der Brücke an gerechnet, an der oberen Gurtung zusammenstossen, so ist, da die Trägermitte zwischen zwei Knotenpunkten liegt, der Abstand des 9. Knotenpunktes von der Mitte = $8 \frac{1}{2} \cdot d$ und man hat $x = \frac{1}{2} - 8d$ zur Bestimmung

von \dot{P} , und $x-d = \frac{1}{2} - 9d$ zur Bestimmung von \dot{P}_1 zu

nehmen, um die Spannungsdifferenz für den 9. Knotenpunkt zu erhalten. Für $x = \frac{1}{2} - 8d = 22,76 - 12,52$

= 10,24^m wird aber $\dot{P} - \dot{P}_1 = \frac{6150 \cdot 1,565}{2 \cdot 4,278} (45,52 + 1,565 - 2 \cdot 10,24) = 29928^k$, und

$$\dot{Z} = \dot{N} = 0,707 (\dot{P} - \dot{P}_1) = 21159^k.$$

Der Querschnitt der beiden Gitterstäbe zusammen beträgt daselbst $2 \times 18,4 \times 1,5 = 55,2 \square^{\text{cm}}$, so dass die Inanspruchnahme

$$\dot{a} = \frac{\dot{Z}}{F} = \frac{21159}{55,2} = 383^k \text{ pro } \square^{\text{cm}}$$

erhalten wird.

Wenn auch diese Inanspruchnahme für die gezogenen Gitterstäbe an der betreffenden Stelle als eine sehr mässige bezeichnet werden muss, so erscheint sie doch für die auf Knickung beanspruchten nach dem, was früher hierüber gesagt wurde, durchaus nicht als zu gering.

Blatt 31 und 32.

Bahnbrücke über die Isar bei Plattling.

Die Einführung des Fachwerksystems in die Praxis des Brückenbaues ist ohne Zweifel als einer der grössten Fortschritte auf diesem Gebiete der Technik zu bezeichnen, wenn auch nicht sogleich mit der ersten eisernen Fachwerkbrücke jene Klarheit des Systems, jene Bestimmtheit in der Function der einzelnen Theile und jene Zweckmässigkeit der Construction derselben zu Tage getreten sind, welche gegenwärtig Fachwerkträger vor allen anderen auszeichnen.

Aus der Geschichte der eisernen Fachwerkbrücken sei hier unter Benützung des verdienstlichen Werkes von Heinzerling, „die Brücken in Eisen“, auf welches wir gerne verweisen, nur so viel angeführt, dass der Ursprung derselben in Nordamerika zu suchen ist, wo Anfangs des 5. Decenniums dieses Jahrhunderts Maschinenfabricant Rider nicht nur die bekannten hölzernen Fachwerkbrücken von Howe ganz in Eisen nachahmte (Brücke in Philadelphia), sondern sogleich Aenderungen in dem System vornahm, welche auch bis in die neuere Zeit als charakteristische Eigenthümlichkeiten der nordamerikanischen eisernen Fachwerkbrücken sich erhalten haben, wie die Anwendung des Gusseisens zu den gedrückten Theilen, namentlich den oberen Gurtungen, die häufige Benützung der Schraubenverbindungen statt der Niete, die jedenfalls nicht nachahmenswerthe directe Auflagerung der Fahrbahnquerträger auf die Gurtungsstücke ausserhalb bzw. zwischen den Knotenpunkten u. dergl. m.

Zahlreiche Modificationen wurden seit jener Zeit in Nordamerika an den eisernen Fachwerkbrücken vorgenommen, von denen wir nur das System der Rock-Creek-Brücke, das Whipple'sche System mit seinen theils geradlinigen, theils bogenförmigen oberen Gurtungen, das

Bollmann'sche und Fink'sche System nennen wollen, von welchen die beiden letzteren die glücklich erreichte Einfachheit der Fachwerkbrücken wieder verlassen und desshalb wohl auch keine Nachahmung diesseits des Oceans erfahren haben. —

England besitzt ausser einigen grösseren Brücken mit parallelen Gurtungen (Trent-Brücke bei Newark 1851, Crumlin-Viaduct 1850) vorzugsweise Fachwerkbrücken mit gebogenen Gurtungen, von welchen die Themsebrücke bei Windsor (1849) mit 58^m Spannweite und die Tamarbrücke bei Saltash (1850) mit ihren beiden kolossalen Trägern von 138,68^m Weite ganz besonders hervorzuheben sind.

Auf dem Continente haben seit Ende der fünfziger Jahre die Fachwerkbrücken, vorherrschend mit horizontalen Gurtungen, vielfache Anwendung und dabei eine Durchbildung, namentlich in Deutschland, gefunden, welche in theoretischer und praktischer Beziehung wenig zu wünschen übrig lässt.

Wenn man von den schon im Jahre 1838 von Laves ausgeführten fachwerkartigen Constructionen (welche übrigens den Anstoss zu den oben erwähnten grossartigen Brücken in England gegeben haben sollen) absieht, so entwickelten sich die eigentlichen Fachwerkbrücken in den continentalen Ländern offenbar aus den früher erwähnten zahlreichen Gitterbrücken. Man erkannte die Unbestimmtheit in der Beanspruchung der vielen einander kreuzenden Theile derselben und klärte nach und nach das System, wie schon einige der schweizerischen Gitterbrücken (1856) und besonders die v. Ruppert'schen Brücken (1858) mit ihren weiten Maschen und steifen Stäben mit Ω -förmigem Querschnitt es erkennen lassen.

Entschiedenem Charakter als Fachwerkbrücke zeigt zuerst die Flackenseebrücke bei Erkner (1857), welcher ähnliche Bauwerke am Rhein (Coblenzer Moselbrücke, Nahebrücke in Bingen und andere um's Jahr 1860 ausgeführte Brücken), sowie auch die in der Ueberschrift genannte Plattlinger Isarbrücke folgten.

Mehr und mehr näherte man sich sodann dem reinen Fachwerk, wie es, von Mohnié als Zugbandsystem in Vorschlag gebracht, zuerst ohne Vernietung an den Kreuzungsstellen der Ausfüllungstheile bei der Mannheim-Ludwigshafener Brücke (1867) mit drei Oeffnungen à 90^m Spannweite und sodann unter wesentlicher Betheiligung Gerber's bei zahlreichen Brücken der bayerischen Eisenbahnen zur Ausführung kam. Die grösste Spannweite wurde bisher mit 150^m bei der Brücke über den Leck bei Kuilenburg in Holland erreicht, an welchem Bauwerk auch Stahl in grösserer Ausdehnung Verwendung fand. In den letzten Jahren werden in Bayern fast ausschliesslich symmetrische Fachwerke bei grösseren Brücken hergestellt.

Nicht minder bemerkenswerth sind die seit dem Jahre 1858 (Isarbrücke bei Grosshesselohe) zur Ausführung gelangten Brücken nach dem v. Pauli'schen Systeme, unter denen sich namentlich die Rheinbrücke bei Mainz (1862)

mit ihren vier Hauptöffnungen von je 101,29^m lichter Weite auszeichnet, und die Schwedler'schen Träger, welche, mit horizontaler Zuggurtung und polygonaler Druckgurtung construirt, bei mehreren grösseren Brücken Norddeutschlands Anwendung fanden.

Zu den grösseren Brücken, welche in den Jahren 1860 und 1861 von der Verwaltung der k. priv. bayerischen Ostbahnen gebaut wurden, zählt auch die auf den Blättern 31 und 32 nach den Abbildungen in der v. Klein'schen Sammlung eiserner Brücken-Constructionen (Neue Folge, 2. Lieferung) dargestellte Isarbrücke bei Plattling, welche zugleich das erste Beispiel einer Fachwerkbrücke mit parallelen Gurten in Bayern ist.

Wie mehrere andere, um jene Zeit entstandene Fachwerkbrücken ist dieselbe mit continuirlichen Trägern versehen, welche hier ausnahmsweise über sechs Oeffnungen reichen; die beiden mittleren derselben haben je 29,19^m, dann folgt beiderseits je eine Oeffnung mit 27,73, sodann je eine mit 24,81^m Lichtweite, so dass die Länge der ganzen Eisenconstruction nach dem in Fig. 3 dargestellten Netze, mit Einrechnung der Pfeiler- und Endauflager, 176,33^m beträgt.

Ueber die für die Doppelbahn ausgeführten steinernen Widerlager, welche mit ihren kräftigen achteckigen Aufsätzen passende Abschlüsse der Brücke bilden, und über die möglichst einfach gehaltenen Pfeiler von je 2,34^m Dicke ist nichts Weiteres zu bemerken.

Die Brückenträger, zunächst für ein Geleise ausgeführt, haben eine Höhe von 2,48^m (zwischen den horizontalen Gurtungsplatten) und sind durch verticale, die Fahrbahntafel aufnehmende Pfosten in Felder eingetheilt, welche im Allgemeinen eine Länge von 2,60^m (genauer 2,598) zeigen, während je in der zweiten Oeffnung, von den Widerlagern an gerechnet, drei Felder von 2,98, und über jedem Pfeiler und Widerlager solche von 0,35^m Länge angeordnet sind. Diese rechteckigen Felder von 2,60 bzw. 2,98^m Länge enthalten je zwei Diagonalen, die theils auf Zug theils auf Druck beansprucht werden.

Im Einzelnen betrachtet haben zunächst die Gurtungen möglichst einfache, in den Figuren 5, 6 und 7 dargestellte Querschnitte, bestehend aus einer bis drei horizontalen Platten von 379^{mm} Breite und 15^{mm} Dicke, an welche ungleichschenkelige Winkelleisen angenietet sind, so dass die 161^{mm} hohen und mit einem lichten Abstände von 175^{mm} aufgesetzten verticalen Schenkel derselben die Stehbleche der Gurtungen, wie sie beispielsweise bei der vorhergehend beschriebenen Brücke vorkommen, ersetzen und dadurch nicht nur ein mehr homogener Querschnitt gebildet, sondern auch die Zahl der Niete verhältnissmässig bedeutend reducirt wird. Druck- und Zuggurtung sind vollkommen gleich gestaltet und beide, den Momentenwerthen bei continuirlichen Trägern entsprechend, über den Pfeilern am stärksten, d. h. mit drei liegenden Platten

hergestellt, während die Winkeleisen durchweg gleiche Stärke besitzen.

Die Pfosten sind, wie aus den Figuren 16, 17 und 18 ersichtlich, aus je vier, paarweise mit 205 bzw. 10^{mm} lichtem Abstand einander gegenüberliegenden Winkeleisen a, a gebildet und schliessen sich somit je zwei derselben an die verticalen Schenkel der beiden Gurtungswinkel mittelst Nietung von aussen an. Durch Kreuzbänder bb und horizontale Zungen b'b' sind die Winkeleisenpaare der Pfosten im oberen und unteren Theile der Tragwände mit einander versteift und in halber Höhe der letzteren die 10^{mm} betragenden Zwischenräume zwischen den Schenkeln der äusseren und inneren Winkeleisenpaare durch die Heftbleche c c ausgefüllt, welche zur Befestigung der Querträger an den Pfosten bestimmt sind.

Die Diagonalen haben, wie schon erwähnt, theils Zug theils Druck aufzunehmen und sind demgemäss nach zwei verschiedenen Systemen gebildet, während in jedem derselben wiederum die Querschnittsdimensionen wechseln. Die als Zugbänder fungirenden bestehen nämlich aus je zwei Flacheisen von den in Fig. 8—12 angegebenen Stärken, — die Druckstreben dagegen werden durch 175^{mm} breite und 6^{mm} starke Blechstreifen und vier darauf genietete Winkeleisen gebildet (Fig. 4). Die bezeichnete Breite dieser Streben gestattete es, die nach aussen gekehrten Winkeleisenschenkel an die verticalen Schenkel der Gurtungswinkel von innen anzunieten. Da auch die Zugbänder beiderseits von innen an jene Schenkel befestigt sind, so ist jedes einzelne Zugband um seine eigene Dicke nach aussen ausgebogen. — An den Kreuzungspunkten sind die Stäbe der beiden Kategorieen mit einander vernietet.

Die Art der Vertheilung der verschiedenen Stabquerschnitte ist in Fig. 3 durch die eingeschriebenen Ziffern angegeben, wozu nur in Kürze bemerkt werden soll, dass jede Tragwand als aus zwei, gleichzeitig in Thätigkeit befindlichen Systemen bestehend zu denken ist. Das eine wird, abgesehen von den für beide gemeinschaftlich dienenden Gurtungen, durch die gedrückten Streben I, II, III und durch die Pfosten gebildet, welche hiebei auf Zug beansprucht werden, das andere besteht aus den gezogenen Bändern 1 bis 5 und ebenfalls aus den Pfosten, welche aber hier gedrückt erscheinen. Jedes der beiden Systeme, — von denen das erstere der Anordnung der Howe'schen Fachwerkbrücken, das andere dem in der neueren Zeit vorherrschend angewendeten Zugbandsystem bei eisernen Fachwerkbrücken mit parallelen Gurten entspricht, — hat die Hälfte der gegebenen Belastung aufzunehmen.

In ähnlicher Weise sind die Querträger aus zwei gleichzeitig in Anspruch genommenen Systemen zusammengesetzt, indem die aus je zwei Winkeleisen bestehenden Gurten dd' derselben untereinander verbunden sind durch das doppelte Sprengwerk eee und das Spannwerk fmf.

An den Knotenpunkten dieser beiden Systeme sind Pfosten angebracht, an welche die Schwellenträger g, g durch Nietung befestigt sind.

Zur weiteren Verspannung der Querträger dienen die Kreuzbänder ik. Die Schwellenträger sind als Blechbalken construiert und nehmen zwischen je zwei Querträgern drei Holzschwellen q, q auf, welche zur Unterstützung der Fahrschienen bestimmt sind. Die erforderliche Bedielung ist in der Zeichnung nicht dargestellt.

Als Windkreuze dienen die horizontalen Flachschieben h, h, deren Befestigung an den Heftblechen c, c mit Hilfe zweier Winkeleisen und je einer polygonalen Verbindungsplatte bewerkstelligt ist.

Die Auflager der Träger sind an den beiden Widerlagern in der Art angeordnet, dass an die unteren Gurtungsplatten Verstärkungsbleche oo aufgenietet und diese unmittelbar auf drei, in den Figuren 20, 21 und 22 hinreichend deutlich dargestellte Rollen gelegt sind.

Auf den vier seitlichen Pfeilern dienen je vier Rollen (Fig. 23, 24 und 25) zum Auflager der hier ohnedies stärkeren Gurtungen, über dem mittleren Pfeiler dagegen ist ein festes Auflager durch einen starken gusseisernen Stuhl (Fig. 26, 27 und 28) gebildet. Bemerkenswerth sind bei den Rollstühlen die Schrauben s, s, mittelst deren es möglich ist, eine genau horizontale Lage der Träger, wie sie bei der Berechnung angenommen wurde, herbeizuführen. — Die schmalen Felder über den Auflagern, welche durch zwei benachbarte Pfosten daselbst gebildet werden, sind durch Kreuzbänder p, p ausgefüllt. —

Schliesslich sei noch bemerkt, dass nach den Angaben in der v. Klein'schen Sammlung zu der ganzen Brücke 194,375^T Schmiedeeisen und 5,45^T Gusseisen verwendet wurden, was pr. lauf. Meter in runder Zahl 1,1^T ergibt.

Nach den Bemerkungen auf S. 18 ist das Gewicht der Eisentheile einer Bahnbrücke exclusive Schienen, Schwellen und Bedielung durch die Formel gegeben

$$\hat{t} + \hat{f} = 31,41 + 280.$$

Nimmt man für den vorliegenden Fall l im Mittel = 28^m, so erhält man

$$\hat{t} + \hat{f} = 1159^k = 1,159^T,$$

was mit obiger Angabe hinreichend übereinstimmt. —

Die Gesamtkosten des Brückenoberbaues incl. Werkbrücke betrugen 120000 Mark und die Ausführung des Eisenwerkes geschah durch das J. A. v. Maffei'sche Etablissement.

Blatt 33.

Bahnbrücke über die Saale bei Bernburg.

Die eben bezeichnete Brücke wurde in den Jahren 1864 und 1865 hergestellt und in der Erbkam'schen Zeitschrift für Bauwesen (Jahrgang XVII) von Herrn Kreisbaumeister Laeuen beschrieben.

Wir haben uns bei der Auswahl der Brückenconstructionen für unsere Vorlegeblätter zur Aufnahme dieser Brücke deshalb entschieden, weil sie in der allgemeinen Disposition und in der Detailanordnung manche Vorzüge sowohl gegen die vorhergehend beschriebene Plattlinger Brücke als auch gegen manche der im nördlichen Deutschland ausgeführten Fachwerkbrücken mit parallelen Gurten bietet. Zu diesen Vorzügen rechnen wir die Discontinuität der Träger, die Wahl des einfachen Systems, die Art der Auflagerung der Brücke auf Gussstätten, die möglichste Vermeidung von Abkröpfungen der Constructionstheile, die Anordnung der Widerlager und dergl. m.

Was die Auflage der Längsträger zweiter Ordnung oder, wie sie sonst bezeichnet werden, der Schwellenträger anlangt, so lässt sich hiebei nicht verkennen, dass bei verhältnissmässig geringer Länge der Querträger eine grosse Breite der Brückenbahn erzielt wurde; immerhin dürfte eine derartige Anbringung dieser Träger, wenn sie auch, wie dies geschehen, möglichst gegen Torsion gesichert werden, zu den Ausnahmen zählen. —

Ueber die Brücke im Einzelnen entnehmen wir theils der oben angeführten Beschreibung, theils den Zeichnungen Nachfolgendes.

Die Strompfeiler, in der Höhe des niedersten Wassers 2,98^m und am Auflager der Träger 2,36^m stark, sind auf Beton fundirt, die Landpfeiler aber haben natürliche Foundation. Die Gewölbe der anschliessenden Fluthöffnungen haben bei 15,7^m Spannweite und $\frac{1}{4}$ Verdrückung eine Schlusssteinstärke von 0,94^m und eine Kämpferbreite von 1,0^m.

Der eiserne Ueberbau einer Brückenöffnung hat bei einer Lichtweite von 31,4^m zwischen den Pfeilerkanten eine Stützweite von 32,92^m und besteht aus zwei Parallelträgern, welche von Mitte zu Mitte 3,14^m Abstand haben. — Die Gurtungen dieser Tragwände sind aus Winkleisen (a, f) und der nöthigen Anzahl Gurtungsplatten (b bis e und g — k) zusammengesetzt; an den Stössen der Winkleisen sind Drehwinkel und an den Stössen der Gurtungsplatten Stossbleche verwendet. Zur Verbindung der Streben, Zugbänder und Verticalständer, deren Mittellinien sich im Gurtungsschwerpunkte schneiden, sind an die Gurten Beilagen (p) und an diese die Füllungsglieder genietet.

Die Streben bestehen aus vier kreuzförmig zusammengesetzten Winkleisen, von denen die beiden äusseren und inneren mit zwei Schenkeln dicht auf einander liegen, während beide Paare um 25^{mm} von einander abstehen, damit die Zugbänder (o) zwischen ihnen hindurchgeführt werden können. An den Vernietungsstellen der äusseren mit den inneren Winkleisen sind kleine Blechbeilagen von 25^{mm} Dicke eingefügt. Die Zugbänder sind Flacheisen, die zur Erzielung einer symmetrischen Lage gegenüber dem Gurtungsquerschnitte mittelst Zangen (q) an die Platten p und l befestigt wurden. — In den beiden Feldern rechts und links von der Mitte sind wegen der Ein-

wirkung einseitiger Belastungen statt der Zugbänder gleichfalls Streben angebracht. Die Winkleisen der Hauptstreben bestehen aus einem Stücke, die der Gegenstreben sind an den Kreuzungsstellen unter Benützung von Blechbeilagen gestossen und über jene gekröpft.

Die Verticalständer bestehen mit Ausnahme des Endpfostens, welcher aus vier Winkleisen mit dazwischen eingeschaltetem Bleche gebildet ist, aus je zwei Winkleisen, welche an den inneren Gurtungswinkleisen und den Beilagen p angenietet sind. Diese Ständer nehmen die als Blechbalken construirten Querträger (s) und die Versteifungsplatte u auf, welche letztere durch Winkleisen (u') abgegrenzt ist und den Querträger stützen hilft.

Die Aufnahme der Fahrbahn erfolgt durch die Schwellenträger t, welche gleichfalls Blechbalken und unter sich durch die Streben (z) und gegen die Querträger durch die Streben (y) abgesteift sind.

Die Querswellen sind durch die Schwellenhalter a in ihrer Lage gesichert; sie tragen ausser den Bahnschienen, welche zur Vermeidung einer zu starren Unterlage nicht über den Längsträgern, sondern innerhalb derselben aufgelegt sind, eine Bedielung und ein leichtes schmiedeisernes Geländer.

Durch eine obere Horizontalverspannung, welche aus den Bändern c' und den Beilagen b', und durch die untere Horizontalverspannung, welche aus dem T-Eisen v, den Bändern w und w' und den Befestigungsstücken x besteht, sind die Tragwände gegen Aenderung ihrer verticalen und parallelen Stellung geschützt.

Die unteren Gurtungen sind an den Endpfosten mit der eben erwähnten Platte x von 2,6^{cm} Dicke und einer gusseisernen Lagerschale, zwischen welche eine dünne Bleiplatte eingefügt ist, durch Bolzen verbunden. Mittelst dieser Lagerschale liegt der Träger an einem Ende auf einem beweglichen, in unseren Zeichnungen dargestellten Lager und an dem andern Ende auf einem festen Lager, dessen Sattel ebenso geformt ist, auf. Der Sattel des beweglichen Lagers ruht auf zwölf gusseisernen Walzenabschnitten, welche eine Längenveränderung von 3,5^{cm} zulassen, und diese, welche durch einen eisernen Rahmen unter sich verbunden sind, auf einer Grundplatte aus Gusseisen, die ihrerseits durch eine aufgebrachte Cementschichte gleichmässig auf dem Hausteinelager aufliegt. Bei dem festen Lager liegt der Sattel auf einer Grundplatte, woselbst er durch Keile festgestellt ist. — Um die untere Gurtung gegen den Einfluss lang zurückgehaltener Feuchtigkeit zu schützen, wurde der Raum zwischen den Winkleisen und den Gurtungsplatten derselben mit trockenem Sande nahezu ausgefüllt und darüber ein Abschluss durch Asphalt hergestellt. —

Ueber das Eigengewicht der Brücke und die bei der Berechnung der Dimensionen ihrer Constructionstheile zu Grund gelegten zufälligen Belastungen, sowie über die als zulässig angenommene Anspruchnahme pr. Quadrat-

einheit fügen wir der vorstehenden Beschreibung noch hinzu:

1) das Eigengewicht einer Brücken- öffnung beträgt für den eisernen Ueberbau mit Geländer	62467 Kgr
für Querschwellen und Bohlenbeleg	8730 „
für Eisenbahnschienen	2616 „
zusammen	73813 Kgr,

also pr. lauf. Meter der Stützweite 2394^k.

2) Als Verkehrslast wurde für die Tragwände eine gleichmässig vertheilte Belastung von 3725^k pr. lauf. Meter der Brücke, für die Bestimmung der Quer- und Schwellenträger wurde die ungünstigste Stellung einer Locomotive von 24^T Gesamtgewicht, wovon 18^T auf die Triebaxe und 6^T auf die beiden Laufaxen treffen, angenommen und der Axenabstand der Locomotive zu 1,4^m gerechnet.

3) Die zulässige Anspruchnahme des Eisens wurde im Mittel mit 530^k pr. □^{cm} bei den Gurtungen, mit 450^k pr. □^{cm} in den Füllungsgliedern, mit 400^k im Querträger und mit 525^k beim Schwellenträger in Ansatz genommen.

Blatt 34 und 35.

Bahnbrücke der Linie München-Ingolstadt.

Unter den vielen und zum Theil bedeutenden Eisenbahnbrücken aus Fachwerkträgern mit parallelen Gurten, welche in den letzten Jahren auf den bayerischen Staatsbahnen hergestellt wurden, fand zunächst eine auf der Strecke zwischen München und Ingolstadt befindliche Brücke in unseren Vorlegeblättern Aufnahme, obgleich sie durch ihre Stützweite weit hinter anderen zurücksteht. Gerade aber dadurch war es möglich, die Eisenconstruction in ziemlich vollständiger Weise bei mässigem Umfange darzustellen, und die hohe Vollendung zur deutlichen Anschauung zu bringen, welche das Eisenzimmerwerk durch die hervorragende Thätigkeit des Herrn Director Gerber erlangt hat.

Fast bei allen grösseren Brücken, welche vor den letzten 3 Jahren auf den bayerischen Bahnen hergestellt wurden, fand das Zugbandsystem Verwendung. Discontinuirliche Tragwände, je zwei für ein Geleise, deren Spannungsnetz so angeordnet wurde, dass sich die Mittellinien der verticalen Pfosten und geneigten Zugbänder in dem Schwerpunkte des Gurtungsquerschnittes treffen, deren Material symmetrisch zu einer der Brückenaxe parallelen Verticalebene vertheilt ist, und deren Querschnitte der Grösse und Form nach den stattfindenden Angriffen entsprechend gewählt wurden, fanden bei Brücken bis zu beiläufig 100^m Stützweite allgemeine Aufnahme. Die Querträger sind an den verticalen Pfosten unmittelbar unter der oberen oder über der unteren Gurtung, oder zwischen beiden befestigt; an den Querträgern sind bei mässiger Weite der Felder die Schwellenträger angebracht,

auf denen die Querschwellen aufliegen; bei grosser Fachweite wurden wohl auch Längsträger und Querträger zweiter Ordnung verwendet, von denen letztere mittelst Langschwellen die Schienen aufnehmen. Der Auswahl des Materiales und der Anordnung der Gurtungsquerschnitte in einer Form, welche die Ableitung der atmosphärischen Niederschläge möglichst begünstigt, ist besondere Sorgfalt zugewendet.

Das einfache Zugbandsystem, bei welchem, wie in den vorliegenden Blättern, das von dem oberen Knotenpunkte eines Faches ausgehende und bis zum unteren Knotenpunkte des der Trägermitte näher liegenden Faches reichende Zugband einen Pfosten nicht kreuzt, wurde dann gewählt, wenn in den meist quadratischen Feldern, deren Höhe $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ der Stützweite beträgt, die der gedrückten Gurtung durch die Knotenpunkte gebotenen Stützpunkte nicht zu grosse Entfernungen erhielten, und wenn die Pfosten und Zugbänder, die Quer- und Längsträger nicht zu bedeutende Querschnitte erforderten. Dieses einfache System bietet unter sonst gleichen Verhältnissen weit grössere Sicherheit dafür, dass die Angriffe nach der berechneten Kräftezerlegung einwirken, als das doppelte System, bei welchem an dem Endpfosten zwei verschieden geneigte Zugbänder befestigt werden. Im Uebrigen charakterisirt sich dieses doppelte System dadurch, dass jedes Zugband, mit Ausnahme des einen der zwischen den beiden ersten Verticalständern gelegenen, einen Pfosten zwischen den Knotenpunkten kreuzt.

Beiderseits von der Mitte sind in den genannten Systemen wegen der einseitigen Belastungen in einem oder mehreren Feldern Gegendiagonalen angebracht, damit die einzelnen Ausfüllungstheile stets nur auf Druck oder nur auf Zug in Anspruch genommen werden. —

Die im Blatte 34 und 35 dargestellte Construction des eisernen Ueberbaues mit einfachem Zugbandsystem hat eine Stützweite von 18,4^m und eine lichte Weite zwischen den hier nicht weiter angegebenen Auflagern von 17,5^m. Die beiden für ein Geleise angeordneten Tragwände stehen von Mitte zu Mitte 30,5^{dm} von einander ab. Die Weite jedes der acht Fächer beträgt 23^{dm}, die geometrische Höhe — der Abstand der Gurtungsschwerpunkte — gleichfalls 23^{dm}.

Die Querträger liegen so tief, als es nach dem Profil des für die Bahnzüge nöthigen freien Raumes möglich ist; dieselben tragen die Schwellenträger; auf den Querschwellen liegen aber erst noch hölzerne Langschwellen zur Aufnahme der Schienen.

Bei jeder Tragwand sind die obere und untere Gurtung, die Pfosten und Diagonalen in nachstehender Weise gebildet. Die obere Gurtung besteht aus zwei verticalen, 12^{mm} dicken, 260^{mm} hohen, und 150^{mm} von einander abstehenden Stehblechen (a, a), auf deren Aussen-seiten je ein Winkleisen 80:10 (b) aufgenietet ist. Die so gebildeten Gurtungstheile sind durch eine Gurtplatte (c)

von 340^{mm} Breite, deren Stärke bis zum Knotenpunct III 10^{mm} und von da ab 16^{mm} beträgt, zusammengehalten. Die Stehbleche, aus 9,4^m langen Stücken zusammengesetzt, sind einmal in der Mitte der Tragwand unter Verwendung von 12^{mm} starken, 800^{mm} langen und 260^{mm} hohen Stossplatten, die Winkeleisen, in einer Einzellänge von 9,58^m und 9,22^m verwendet, sind seitlich vom Knotenpuncte V (der Mitte) gestossen, so dass für den verticalen Winkel-eisenschenkel durch die bereits erwähnte Platte, für den horizontalen Schenkel durch die aufgelegte Platte d ein Ersatz geboten wird.

Die Gurtplatten sind zweimal an den Stellen, an welchen sie ihre Stärke ändern, gestossen, nämlich von den beiden Enden um 4,570^m entfernt, so dass das mittlere Gurtungsblech 9,66^m lang ist. Die Stösse sind durch Bleche (d) überdeckt.

Durch Figur 1, welche die obere Gurtung von unten gesehen darstellt, indem man sich eine horizontale Schnittebene ungefähr in der halben Tragwandhöhe gelegt dachte und den oberen Theil auf eine horizontale Ebene projecirte, durch Figur 2, welche die Ansicht dieser Gurtung enthält und durch Figur 5, welche den Querschnitt derselben am Anfange bei Punct I und vor der Mitte nächst Punct V gibt, ist dieselbe vollständig bestimmt.

Die untere Gurtung besteht von Punct 2 bis 2' (vom linksseitigen Auflager an gerechnet) aus einer und bzw. zwei Gurtungsplatten (m) mit Dimensionen von $\frac{340}{22}$ und $\frac{340^{mm}}{21}$; erstere, auf die ganze Länge weggreifend, ist aus drei Theilen von 3,1^m, 8,7^m und 3,1^m Länge zusammengesetzt, an deren Aneinanderfügung Stossplatten (n) von 10 und 16^{mm} Stärke unten und oben aufgelegt sind; letztere reicht bei einer Länge von 10^m ohne Stoss von Punct 3 bis 3'.

Zwischen Punct 1 und 2 sind, um die verticale Stellung des Endständers zu sichern, Winkeleisen (g), die unter sich durch einen doppelt gebogenen Blechstreifen h verbunden werden, einerseits an der unteren Gurtung, andererseits an einer Fussplatte des Pfostens befestigt. Durch Fig. 2, 3 und 5 ist diese Gurtung genau dargestellt.

Die Pfosten I bis V (Fig. 5 und 6 bis 13) sind gebildet durch vier unter sich verbundene Winkeleisen von verschiedener Grösse; die Vereinigung derselben zu einem Ständer wird theils durch die Befestigungsbleche der Querträger, theils durch Beilagen (y) bewirkt; nur die Endpfosten sind im Ganzen von dem Querträger abwärts mit einem zum Ständer zu rechnenden Bleche ausgefüllt.

Die Zugbänder (p, p'), und zwar Haupt- und Gegen-diagonalen, sind in jeder Tragwand doppelt angeordnet; dieselben sind Flacheisen von verschiedener Breite und Dicke, welche je nach den erforderlichen Querschnitten gewählt wurden.

Die Befestigung der Pfosten und Diagonalen an den oberen Knotenpuncten II bis II' ergibt sich vollständig

aus Fig. 1, 2 und 5; die Abstände der Innenseiten der zu den Pfosten mit einander verbundenen Winkeleisen sind zu 174^{mm}, nämlich ebenso gross genommen als der Abstand der Aussenflächen der Stehbleche der Gurtung; über die Winkeleisen der Gurtung sind die Pfostenwinkeleisen gekröpft; die eine Seite der Zugbänder liegt an den glatten Innenflächen der Stehbleche, nur in der Mitte liegt zwischen dem Zugbande und dem Stehbleche ein Stossblech.

An dem Knotenpuncte I ist, um das Zugband hinreichend befestigen zu können, ohne ein breiteres Stehblech verwenden zu müssen, auf der Aussenseite des letzteren zunächst eine Beilage e angebracht und, um ohne Kröpfungen das Zugband an dem unteren Theile dieser Beilage vernieten zu können, ist ein kleines Zwischenblech f eingefügt; wegen dieser Beilagen sind nunmehr die Pfostenwinkeleisen nicht über die Gurtungswinkeleisen, sondern am unteren Ende der Beilage gekröpft.

Zur Befestigung der Pfosten und Diagonalen mit der unteren Gurtung dienen Winkeleisen (l), deren einer Schenkel mit der Gurtung, deren anderer mit der Beilage (k) verbunden ist, und wo die Winkeleisen allein nicht genügen, sind ausserdem noch □ Eisen auf die Gurten und mit den Enden der Füllungsglieder vernietet (Fig. 5, bei Punct 2).

Einer besonderen Erwähnung bedarf noch die Zusammensetzung des Fusses des Endpfostens. Nach Fig. 2, 3 und 11 bis 13 besteht derselbe zunächst aus einer 320^{mm} breiten und 15^{mm} starken horizontalen Platte. Um mit letzterer das Mittelblech (y) des Pfostens verbinden zu können, sind mit derselben Winkeleisen (b'), welche zwischen ihren verticalen Schenkeln das Blech fassen, vernietet. Durch abgekröpfte Blechbeilagen (c') von 140^{mm} Breite ist die Anbringung einer zweiten horizontalen Nietreihe ermöglicht. Damit ferner die Winkeleisen des Endpfostens mit der Auflagerplatte in feste Verbindung gebracht werden können, sind die Beilagen i angebracht, die ihrerseits durch Winkeleisen e' mit ihr verbunden werden. Zwischenbleche (d') dienen dazu, eine Verkröpfung des horizontalen Schenkels des Winkeleisens e' zu vermeiden.

Unter der Fussplatte befindet sich eine Stützplatte E, durch welche der Pfosten in seiner Mitte aufgelagert wird.

Die Anordnung der Quer- und Längsträger und der Horizontalverspannung (v), welch' letztere in Fig. 2 nicht, in den Figuren 5 bis 11 aber mit voller Deutlichkeit angegeben ist, bedarf keiner weiteren Erläuterung.

Die Querstreben x unter dem Endquerträger sind durch die Diagonalstreben x', welche wie erstere aus doppelten Winkeleisen bestehen, in ihrer Wirkungsweise unterstützt.

Unter den übrigen Querträgern befinden sich ohne weitere diagonale Verstrebung die Querverbindungen v und u.

An dem einen Ende ruht die Brücke mittelst eines beweglichen Auflagers (B), an dem andern mittelst eines festen (A) auf den Steinquadern der Widerlager auf. Beide Auflager haben einen oben cylindrisch abgegrenzten Stützkeil D, der aus Gussstahl besteht und mit der Stützplatte E und dem Gussattel durch zwei punctirt angegebene Stahlstifte verbunden ist. Der bewegliche Gussattel liegt auf drei gusseisernen Rollen, welche durch einen Rahmen aus Winkeleisen in gleichem Abstände erhalten werden; als Unterlage der Rollen dient die Gussplatte C, welche durch angegossene Stollen und Mauerbolzen auf den Haussteinen befestigt ist. In gleicher Weise ist das feste Auflager mit den Steinen verbunden. —

Aus der Gewichtsberechnung für eine Oeffnung der Brücke heben wir folgende Zusammenstellung hervor:

Benennung der Constructionstheile.	Eisen.	Stahl.	Blei.	Gusseisen.
	Kilogramme.			
I. Hauptträger.				
a. Untere Gurtungen	4095	—	—	—
b. Obere Gurtungen	4441	—	—	—
c. Endpfosten	1174	—	—	—
d. Zwischenpfosten	1776	—	—	—
e. Diagonalen	4275	—	—	—
f. Auflager	198	126	28	724
Sa. I.	15959	126	28	724
somit pr. 1. Meter	867	6,8	1,6	39
II. Querverspannung.				
Verticale Querverspannung . .	742	—	—	—
III. Querträger	3843	—	—	—
IV. Plattform.				
a. Schienenträger	2930	—	—	—
b. Fahrbahnbelegung	37	—	—	648
c. Horizontalverspannung	1094	—	—	—
Sa. IV.	4061	—	—	648
Sa.	24605	126	28	1372

Anschliessend an die vorstehende Beschreibung der Construction der auf Blatt 34 und 35 dargestellten Brücke lassen wir nunmehr die Berechnung der wesentlicheren Theile derselben folgen.

Die Berechnung der Tragwände ist mit einer, durch zwei vor einander gestellte Tenderlocomotiven von je 60^T Gewicht gebildeten Verkehrslast, bei deren Vorrücken über die Brücke für jeden Constructionstheil der stärkste Angriff ermittelt wurde, durchgeführt. Hierbei ergaben sich die links von der Mitte im Spannungsnetze (Fig. 4) eingetragenen Spannungen in Tonnen, während rechts von der Mitte die durch das Eigengewicht, welches auf die halbe Stützweite einer Tragwand 6,4^T beträgt, hervorgerufenen Spannungen angegeben sind.

Für die Haupttragwände ist nunmehr der Querschnitt der Zugflächen unter der Annahme berechnet, dass die 1,2-fache Eigenlast + der 2,9-fachen Verkehrs-

last eine Spannung von 1200^k pr. □^{cm} (120^T pr. □^{dm}) bewirken solle (s. Seite 73).

Die gedrückten Stäbe, deren Querschnitt so angeordnet wird, dass die Trägheitsmomente derselben, bezogen auf zwei Hauptaxen, auf eine horizontale und auf eine verticale durch den Gurtungsschwerpunkt gelegte Axe und auf zwei zu einander senkrecht stehende horizontale, durch den Schwerpunkt des Pfostenquerschnitts gelegte Axen, gleich gross ausfallen, werden unter Zugrundelegung der auf Seite 11 erwähnten Formel zur Bestimmung der Querschnittsflächen von auf Knickungsfestigkeit beanspruchten Stäben verstärkt.

Querträger und Längsträger werden in der Art berechnet, dass durch die 1,2-fache Eigenlast und die 3,5-fache Verkehrslast eine Anstrengung von 1200^k pr. □^{cm} in den Constructionstheilen derselben hervorgerufen wird. —

Wenn man, wie dies geschehen soll, die ungünstigsten Einwirkungen der einzelnen concentrirten Kräfte bei Bestimmung der Trägerquerschnitte in Betracht zieht, also statt derselben nicht vertheilte, denselben statischen Effect bewirkende Lasten in Ansatz nimmt, so wird im Allgemeinen die Aufeinanderfolge der zu berechnenden Theile zweckmässig so gewählt werden, dass die durch die bewegten Lasten zunächst beanspruchten Constructionstheile zuerst und sodann, der Uebertragung der Angriffe entsprechend, die übrigen Bestandtheile berechnet werden.

Hienach sind aber für den vorliegenden Fall vor Allem die Querträger und Schwellenträger, sodann die Haupttragwände und schliesslich die Auflager in Betracht zu ziehen, da wir wegen der Bestimmung der Querschnitte der eichenen Langschwellen etc. auf frühere Angaben verweisen können.

Die Ausmaasse für die Bedielung, die Querschwellen und Langschwellen setzen wir so ein, wie sie Herr Gerber nach seinen uns mitgetheilten Resultaten der Berechnung erhalten hat

1) Querträger.

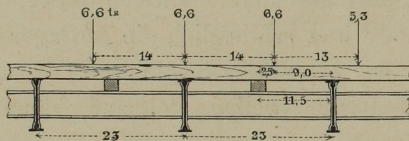
a) Die ständige Belastung eines Querträgers setzt sich bei einer Fachweite von 23^{dm} und einer geometrischen Höhe der Tragwand von 23^{dm} (Fig. 4) zusammen:

aus dem Gewicht einer eichenen Querschwelle von 28^{dm} Länge, deren quadratischer Querschnitt eine Seite von 2,3^{dm} hat; da 1 Kb^{dm} Eichenholz im Mittel 0,9^k wiegt, so hat man hiefür 28 . 2,3 . 2,3 . 0,9 133,3^k;
 aus dem Gewichte zweier Langschwellen von Eichenholz, deren Breite je 3,5^{dm} und Höhe 2,3^{dm} beträgt, und deren Länge, weil zu beiden Seiten des Querträgers je die Hälfte der Schwellenlänge zwischen zwei Unterstüttungen zu rechnen ist, mit 23^{dm} in Ansatz kommt; nämlich 2 . 3,5 . 2,3 . 23 . 0,9 333,3^k;
 aus dem Gewichte des eichenen Dielenbelegs, welches bei einer Breite von 16^{dm}, einer Dicke

von 0,6^{dm} und einer anzusetzenden Länge von 23^{dm} sich findet zu $16 \cdot 0,6 \cdot 23 \cdot 0,9 \dots 198,7^k$;
 aus dem Gewichte der Schienen, die pr. dm 3,7^k wiegen, also $2 \cdot 3,7 \cdot 23 \dots 170,2^k$;
 aus dem Gewichte zweier Schienenträger von je 23^{dm} Länge, das nach der oben bereits mitgetheilten Gewichtsrechnung für alle Schwellenträger 2930, somit also für ein Fach $\frac{2930}{8}$ Kgr beträgt, oder wie hier angenommen werden soll $375,0^k$;
 aus dem auf ein Fach treffenden Theil des Gewichtes der Fahrbahnbefestigung, das sich auf 685^k im Ganzen beläuft, somit also auf $\frac{685}{8}$, oder wie approximativ angesetzt wird 75,0^k;
 und aus dem Gewichte eines Querträgers von 28^{dm} Länge, die zusammen 3843^k wiegen; also für einen derselben $\frac{3843}{9}$ Kgr, oder wie vorläufig angesetzt wurde 400,0^k.
 Summa: 1685,5^k.

Dieses Eigengewicht nimmt man in den beiden Querträgerpfosten wirkend an, wesshalb auf einen derselben eine ständige Belastung von 842,75^k oder $\dot{P}_0 = 0,84^T$ trifft.

b) Die zufällige Belastung eines Querträgers erreicht bei nachbezeichneter Stellung einer Tenderloco-



motive (s. Schema Taf. A, Fig. 6) den grössten Werth, wobei eine Axe der Locomotive über dem Querträger selbst sich befindet. Nimmt man hiebei die Langschwelle auf jeder Unterstüttung als unterbrochen an, so berechnet sich der Druck auf eine ganze Querschwelle zu $\frac{2 \cdot 6,6 \cdot 9^T}{11,5}$, und sodann die auf einen Querträgerpfosten direct und mittelbar durch die Schwellenträger übertragene Belastung zusammen als

$$\dot{P}_1 = 6,6 + 2 \cdot \frac{6,6 \cdot 9}{11,5} \cdot \frac{1}{2} = 11,77^T.$$

Die Belastung, welche eine Anspruchnahme von 120^T pr. □^{dm} in den einzelnen Bestandtheilen des Querträgers hervorruft, findet sich nach den obigen Bestimmungen, wenn man das 1,2-fache Eigengewicht zu der 3,5-fachen zufälligen Belastung fügt, zu

$$\dot{P} = 1,2 \cdot \dot{P}_0 + 3,5 \cdot \dot{P}_1 = 1,2 \cdot 0,84 + 3,5 \cdot 11,77 = 42,2^T.$$

Bei der zur Mitte des Querträgers symmetrischen Lage der Querträgerpfosten ergibt sich der Auflagerdruck desselben am Hauptträgerpfosten gleichfalls zu 42,2^T und somit das Moment in der Mitte des Querträgers:

$$\mathfrak{M} = 42,2 \cdot 14 - 42,2 \cdot 7,5 = 274,3^{\text{dm} \cdot T}.$$

Der Gurtungsquerschnitt F daselbst, der übrigens bei diesen kleineren Trägern unverändert beibehalten wird, findet sich mit Hilfe der auf Seite 84 aufgestellten Gleichung

$$F = \frac{\mathfrak{M}}{h \cdot \dot{\alpha}_g},$$

und wenn $h = 7^{\text{dm}}$ gesetzt wird, zu

$$F = \frac{274,3}{7 \cdot 120} = 0,32 \text{ □}^{\text{dm}}.$$

In der mehrfach genannten Gleichung

$$\mathfrak{M} = \frac{\dot{\alpha}_g}{m} \cdot \Theta \text{ ist nunmehr}$$

$$\frac{\Theta}{m} = \frac{\mathfrak{M}}{\dot{\alpha}_g} = \frac{274,3}{120} = 2,28 \text{ dm}^3,$$

und hiemit wäre eine weitere Gleichung zur Bestimmung des Gurtungsquerschnittes gegeben. —

Die erforderliche Querschnittsfläche von 0,32 □^{dm} wird erhalten, wenn man zur Bildung der Gurtung zwei Winkel-eisen von 90^{mm} Schenkellänge und 12^{mm} Dicke verwendet; denn diese geben nach Abzug einer Nietöffnung von 23^{mm} Durchmesser eine effective Querschnittsfläche von $2 \cdot (90 \cdot 12 + 78 \cdot 12 - 12 \cdot 23) = 3480 \text{ □}^{\text{mm}}$ oder 0,348 □^{dm}.

Die horizontale Schwerpunktsaxe der Gurtung liegt 2,5^{cm} unter der oberen und beziehungsweise, da die untere Gurtung ebenso gebildet wird, über der unteren Begrenzung der Winkelleisen. Die ganze Höhe des Querträgers beträgt daher, wenn die geometrische Höhe zu 7^{dm} angenommen wird, 7,5^{dm} (Fig. 5).

Um die Spannungsintensität — die pr. Quadrateinheit herrschende Spannung — bei ruhender und einfacher zufälliger Belastung zu ermitteln, dienen die Gleichungen:

$$1) \mathfrak{M}_1 = \frac{\dot{\alpha}_p}{m} \cdot \Theta; 2) \mathfrak{M}_2 = \frac{\dot{\alpha}_k}{m} \cdot \Theta; 3) \mathfrak{M} = \frac{\dot{\alpha}_g}{m} \cdot \Theta,$$

worin \mathfrak{M}_1 das Moment der ständigen Belastung in der Querträgermitte,

$\dot{\alpha}_p$ die daselbst herrschende Spannung pr. □ Einheit, \mathfrak{M}_2 das Moment der einfachen zufälligen Belastung daselbst; $\dot{\alpha}_k$ die pr. □ Einheit stattfindende Anspruchnahme und \mathfrak{M} und $\dot{\alpha}_g$ die oben eingeführten Werthe bezeichnen.

Durch Combination der ersten und dritten Gleichung wird erhalten

$$\frac{\mathfrak{M}_1}{\mathfrak{M}} = \frac{\dot{\alpha}_p}{\dot{\alpha}_g},$$

$$\dot{\alpha}_p = \frac{\mathfrak{M}_1 \cdot \dot{\alpha}_g}{\mathfrak{M}}, \text{ und da}$$

$$\mathfrak{M}_1 = 0,84 (14 - 7,5), \text{ und}$$

$$\mathfrak{M} = 42,2 (14 - 7,5), \text{ so wird}$$

$$\dot{\alpha}_p = \frac{0,84 \cdot 120}{42,2} = 2,4^T \text{ pr. □}^{\text{dm}}.$$

Durch Combination der Gleichung 2) und 3) erhält man in ähnlicher Weise

$$\dot{\alpha}_k = \frac{11,77 \cdot 120}{42,2} = 33,5^T \text{ pr. □}^{\text{dm}}.$$

Die Spannungsintensität unter Einwirkung der Eigen-

last und der ruhenden Verkehrslast wird sonach $35,9^T$ pr. \square^{dm} , d. i. 359^k pr. \square^{cm} , ein Werth, der nach der früheren Berechnungsweise als Festigkeitscoefficient und mit α zu bezeichnen wäre. —

Damit der nöthige Widerstand gegen Abscheeren an der Befestigungsstelle des Querträgers mit dem Hauptträgerpfosten gegeben wird, sind daselbst entsprechend viele Nietbolzen einerseits anzubringen, wie andererseits auch die Ausfüllung des Querträgers — das Mittelblech desselben — gegen Ausschlitzten gesichert sein muss. Die zulässige Schubspannung wird gleich der zulässigen Längsspannung und ausserdem auch hier eine gleiche relative Sicherheit wie oben angenommen. Hienach sind am Auflager $42,2^T$ durch die Nietbolzen zu übertragen, deren Schnittfläche eine Anstrengung von 120^T pr. \square^{dm} erleiden soll. Die Niete sind nach Fig. 5 doppelschnittig. Es berechnet sich die erforderliche Schnittfläche der Nietbolzen, wenn

ν deren Anzahl und d deren Durchmesser bezeichnet, aus der Gleichung

$$2 \nu \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot \alpha_g = \dot{P}$$

$$\frac{\nu d^2 \pi}{2} = \frac{\dot{P}}{\alpha_g} = \frac{42,2}{120} = 0,35 \square^{dm}.$$

Verwendet man sieben Niete, so findet sich der Durchmesser einer jeden zu $1,8^{cm}$.

Das Anhängungsblech muss nach Abzug der Nietöffnungen noch eine effective Schnittfläche von $0,35 \square^{dm}$ besitzen. Dasselbe ist nach Fig. 5 12^{mm} stark und gibt eine wirksame Fläche von

$$7 \cdot 0,12 - 7 \cdot 0,18 \cdot 0,12 = 0,69 \square^{dm},$$

also einen bedeutenden Ueberschuss über die durchaus nöthige Fläche. Bezüglich der Niettheilung verweisen wir auf Fig. 5. —

Der grössere Theil der Verkehrslast wird durch die obere Gurtung, auf welche im ungünstigsten Falle $6,6^T$ mittelst der Langschwellen übertragen werden, angenommen. Um eine Einbiegung der Gurtung in Folge eintretender Ueberanstrengung der Verbindungstheile zu vermeiden, ist die Vertheilung der Angriffe auf letztere so einzurichten, dass der wirksame Querschnitt der Gleichung genügt

$$F' \cdot \alpha_k = 6,6,$$

worin α_k die Spannungsintensität für die ruhende Verkehrslast vorstellt. Hienach wird

$$F' = \frac{6,6}{33,5} = 0,197 \square^{dm}.$$

Bei der aus Fig. 5 ersichtlichen Anordnung der Niete stehen 3 doppelschnittige Niete unter unmittelbarer Einwirkung der aufzunehmenden Belastung, deren Durchmesser sich zu 2^{cm} berechnet. Damit nun aber auch das Mittelblech gegen Abscheeren gesichert ist, hat die Minimalblechdicke $11,8^{mm}$ oder rund 12^{mm} zu betragen. —

2) Schwellenträger. Die ständige Belastung eines Schwellenträgers setzt sich zusammen aus seinem Eigengewichte, aus dem Gewichte einer halben Querschelle nebst der auf sie treffenden, von der Langschwelle, der Bedielung, den Schienen und deren Befestigung herührenden Last. Das Eigengewicht eines Trägers, welches $\frac{375^k}{2}$ beträgt, ist als gleichmässig vertheilt zu betrachten.

Will man die in der Mitte aufzulegende Last, welche den Träger ebenso anstrengt, in Ansatz bringen, so ist diese $\frac{375^k}{4}$. Die übrige Belastung des Trägers wirkt in der Mitte desselben und man erhält nunmehr unter Berücksichtigung der Vertheilung die ständige Belastung

$$\dot{Q}_0 = \frac{375}{4} + \frac{133,3}{2} + \frac{702,4}{4} + \frac{75}{4} = 355^k \text{ oder } 0,35^T.$$

Die grösste zufällige Belastung tritt dann ein, wenn eine Locomotivaxe über der Querschelle steht, und es trifft sodann auf die Mitte eines Schwellenträgers ein Angriff $\dot{Q}_1 = 6,6^T$.

Diejenige Belastung, welche eine Anspruchnahme von 120^T pr. \square^{dm} in einem Schwellenträger bewirken soll, findet sich demnach als

$$\dot{Q} = 1,2 \dot{Q}_0 + 3,5 \dot{Q}_1 = 1,2 \cdot 0,35 + 3,5 \cdot 6,6 = 0,42 + 23,1 = 23,5^T.$$

Es muss nun wieder, da die Trägerlänge 23^{dm} beträgt,

$$\frac{\alpha_g}{m} \cdot \theta = \mathfrak{M} = 23,5 \cdot \frac{23}{4} \text{ sein, und}$$

$$\frac{\theta}{m} = 0,196 \cdot 5,75 = 1,13^{dm^3}.$$

Nimmt man die Höhe des Schwellenträgers zu 400^{mm} , die Stärke des Mittelbleches zu 10^{mm} und die Gurtungswinkel mit 70^{mm} Schenkellänge und 10^{mm} Dicke, so ergibt sich $\frac{\theta}{m} = 1,03$, was beibehalten werden kann. —

Zur Befestigung des Schwellenträgers am Querträgerpfosten ist, da $\frac{1}{2} \cdot 23,5^T$ bei einer Spannung der Verbindungstheile von 120^T pr. \square^{dm} übertragen werden sollen, eine Schubfläche von $\frac{1}{2} \cdot \frac{23,5}{120} = 0,098 \square^{dm}$ für die Niete und Mittelwand erforderlich. Bei 4 einschnittigen Nietbolzen berechnet sich deren Durchmesser d zu

$$4 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} = 0,098$$

$$d = 1,8^{cm}.$$

Wiewohl das Mittelblech continuirlich an den Querträgern durchläuft, sind zu beiden Seiten desselben doch deshalb die 4 Niete anzuordnen (Fig. 2), weil nahezu gleichzeitig auch beiderseits die grössten Lasten auf den Schwellenträger treffen, wie aus obiger Figur zu ersehen ist.

Bezüglich der Bestimmung der Niettheilungen fügen wir hier noch einige Bemerkungen an, welche zwar zunächst für vertheilte Lasten Geltung besitzen, mit geringen Modificationen aber auch allgemein verwendbar sind.

Bezeichnet

s_0 die auf die Längeneinheit bezogene, horizontale Schubkraft in der neutralen Faser,

$\Sigma \hat{Y} = \hat{V}$ den Verticalwiderstand und bezw. die Verticalkraft in irgend einem betrachteten Verticalschnitt des Trägers,

h_0 den Abstand der Gurtungs-Schwerpunkte bzw. den Abstand der Zug- und Druckmittelpunkte,

e den Abstand der Nietmitten,

d den Durchmesser der Niete,

$\hat{\alpha}_g$ die zulässige Schubspannung, so hat man

$$s_0 = \frac{\Sigma \hat{Y}}{h_0} \text{ für irgend einen Schnitt.}$$

Das Maximum von s_0 wird für den grössten Werth von $\Sigma \hat{Y}$ erhalten; somit für den vorliegenden Fall

$$s_0' = \frac{11,75}{3,5} = 3,358^T \text{ pr. dm, da } h_0 \text{ naehin} = 3,5^{\text{dm}}$$

wird und diese Relation auch für concentrirte Lasten giltig ist.

Die horizontale Schubkraft ist gleich der verticalen Schubkraft an derselben Stelle des Trägers. Nimmt man letztere, um den ungünstigsten Fall zu betrachten, in einem Verticalschnitte gleichmässig vertheilt und überall pr. Längeneinheit so gross als in der neutralen Faser an und beachtet man ferner unter allen Verticalschnitten wieder den meist-beanspruchten als maassgebenden, so hat man auch die horizontale Schubkraft in der Gurtung an der Verbindung des Mittelbleches mit den Winkeleisen in derselben Grösse, also hier zu $3,358^T$ pr. dm, zu nehmen. Die Niete, welche die eben bezeichnete Verbindung bewirken, sind doppelschnittig; die Gleichung, aus welcher der grösste Abstand der Nietmitten abgeleitet werden kann, lautet daher:

$$e \cdot s_0' = 2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot \hat{\alpha}_g.$$

Wird $d = 1,8^{\text{cm}}$ angenommen, so findet man

$$e = \frac{2 \cdot 0,18^2 \cdot 3,142 \cdot 120}{4 \cdot 3,35} = 1,82^{\text{dm}}.$$

Wie aus Fig. 2 zu entnehmen, ist die Niettheilung kleiner genommen, nämlich der grösste Abstand der Nietmitten nur zu $1,6^{\text{dm}}$. —

3) Haupttragwände. Die Berechnung derselben wird in der Art durchgeführt, dass man das Eigengewicht je zweier Fachhälften auf jeden der 7 inneren Pfosten wirkend nimmt — die beiden äusseren Pfosten haben nur das Gewicht eines halben Faches aufzunehmen —, dass man ferner die ungünstigste Einwirkung der Verkehrslast für jeden Constructionstheil als Angriff auf denselben ermittelt, dass man weiter aus dem 1,2fachen Eigengewichte und dem 2,9fachen zufälligen Gewichte die Gesamtangriffe und hieraus den Querschnitt der Zugflächen unter der Voraussetzung bestimmt, dass die Intensität der Spannung pr. \square^{dm} 120^T betragen soll.

Bei gedrückten Stäben wird sodann eine Vergrösse-

rung der Querschnittsflächen aus unten stehender, durch Umformung der auf Seite 11 angegebenen Gleichung erhaltener Relation berechnet.

Bezeichnet nämlich

F die gesuchte, der Anspruchnahme auf Knickung genügende Querschnittsfläche,

F' die aus der Zugfestigkeit oder einfachen Druckfestigkeit abgeleitete Fläche,

\hat{P} die einwirkende Kraft,

$\hat{\alpha}_g$ oder $\hat{\beta}_g$ die zulässige Beanspruchung pr. \square^{Einheit} , hier 120^T pr. \square^{dm} ,

$\hat{\beta}_m$ die mittlere zulässige Pressung, so hat man

$$F \cdot \hat{\beta}_m = \hat{P}$$

$$F' \cdot \hat{\beta}_g = \hat{P} \text{ (bei kurzen Stäben)}$$

$$\frac{F}{F'} = \frac{\hat{\beta}_g}{\hat{\beta}_m}, \text{ und da}$$

$$\hat{\beta}_m = \frac{\hat{\beta}_g}{1 + \nu \cdot \frac{F}{\Theta} \cdot l^2}$$

$$\frac{F}{F'} = 1 + \nu \cdot \frac{F}{\Theta} \cdot l^2.$$

Setzt man $\nu = 0,0001$, so wird

$$\frac{F}{F'} = 1 + 0,0001 \cdot \frac{F}{\Theta} \cdot l^2. —$$

Wir bestimmen zunächst die Angriffe auf Pfosten, Zugbänder und Gurtung unter ausschliesslicher Einwirkung des Eigengewichtes und sodann die Angriffe, welche aus den ungünstigsten Stellungen der Verkehrslasten auf diese Bestandtheile der Tragwände hervorgehen.

a. Spannungen für die ständige Belastung. Diese Spannungen, welche in Fig. 4 rechts von der Mitte für eine Tragwand angegeben sind, finden sich leicht, wenn man das im Allgemeinen approximativ einzusetzende, hier aber durch die obenstehende Gewichtsberechnung bereits bekannte Eigengewicht entsprechend auf die Pfosten vertheilt und zu den direct an letzteren wirkenden Gewichten die durch die Zugbänder übertragenen Angriffe hinzunimmt.

Das Gesamtgewicht einer Brückenöffnung ergibt sich naehin zu $26,6^T$. Auf eine Tragwand treffen somit $12,8^T$. Diese Last vertheilt sich auf die 7 inneren und die beiden äusseren Pfosten so, dass jeder der ersteren $\frac{1}{8}$ und jeder der letzteren $\frac{1}{16}$ derselben direct aufnimmt, also $1,6$ und $0,8^T$.

Da die einzelnen Felder quadratisch sind, wird der Winkel α , den die Zugbänder mit den Pfosten und mit den Gurtungen bilden, gleich 45° , also $\cos \alpha = 0,707$.

Der mittlere Pfosten (V, Fig. 2) empfängt eine ständige Belastung von $\hat{V}_5 = 1,6^T$; Pfosten IV: $\hat{V}_4 = 1,6 + 0,8 = 2,4^T$; Pfosten III: $\hat{V}_3 = 2,4 + 1,6 = 4,0^T$; Pfosten II: $\hat{V}_2 = 4,0 + 1,6 = 5,6^T$ und der Endpfosten: $\hat{V}_1 = 5,6 + 0,8 = 6,4^T$.

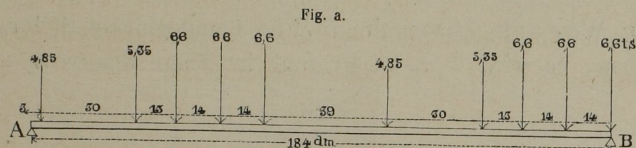
Das der Mitte nächstgelegene Hauptzugband, dessen unteres Ende an dem mittleren Pfosten befestigt ist, hat

einen Zug auszuhalten, dessen Grösse $\dot{Z}_4 = \frac{0,8}{0,707} = 1,2^T$ ist, ebenso wird im nächst-vorhergehenden Fache $\dot{Z}_3 = \frac{2,4}{0,707} = 3,4^T$; im 3. Fache von der Mitte aus $\dot{Z}_2 = \frac{4,0}{0,707} = 5,7^T$; im 4. Fache von der Mitte aus oder in dem am Auflager befindlichen $\dot{Z}_1 = \frac{5,6}{0,707} = 7,9^T$.

Die obere Gurtung zwischen dem 1. und 2. Pfosten erfährt einen Druck $\hat{S}_1 = 7,9 \cdot 0,707 = 5,6^T$; zwischen dem 2. und 3. Pfosten wird $\hat{S}_2 = \hat{S}_1 + 5,7 \cdot 0,707 = 5,6 + 4 = 9,6^T$; zwischen dem 3. und 4. Pfosten wird $\hat{S}_3 = \hat{S}_2 + 3,4 \cdot 0,707 = 9,6 + 2,4 = 12,0^T$; zwischen dem 4. und 5. Pfosten erhält man $\hat{S}_4 = \hat{S}_3 + 1,2 \cdot 0,707 = 12,0 + 0,8 = 12,8^T$.

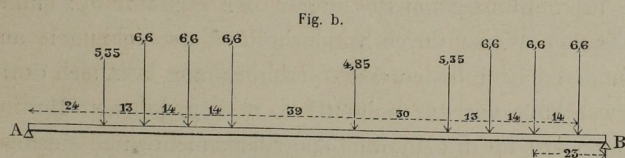
Man überzeugt sich nun leicht, dass, eine starre Verbindung vorausgesetzt, der untere Gurtungsabschnitt zwischen dem 1. und 2. Pfosten gar nicht, die weiteren Gurtungstheile aber zwischen dem 2. und 3. Pfosten mit $5,6^T$, zwischen dem 3. und 4. Pfosten mit $9,6^T$ und zwischen dem 4. und 5. Pfosten mit $12,0^T$ beansprucht werden.

b. Spannungen für die variablen Lasten. Wenn zwei Tenderlocomotiven allmähig über die Brücke vorrücken, die, wie gewöhnlich, mit dem Kamine nach vorne an einander gereiht sind, so ergibt sich die grösste Belastung des Endpfostens B bei der in Fig. a gezeich-



neten Stellung der Radstände, in welcher die durch die Räder auf den Träger übertragenen Lasten in Tonnen und die Entfernungen der Radmittel in Decimetern angegeben sind. Diese grösste Belastung wird hieraus $\hat{V}_1' = 32.9^T$.

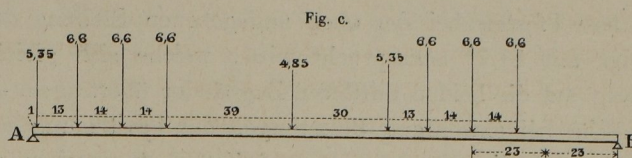
Der Pfosten II bezw. II' (rechts von der Mitte) wird am stärksten in Angriff gesetzt, wenn die in Fig. b an-



gegebene Stellung erreicht ist, in welcher die Stelle im Träger, an welcher sich der 2. Pfosten befindet, 23^{dm} von B entfernt ist. Es wird zunächst der Auflagerdruck $\hat{B} = 30,14^T$; von dem Gewichte des vordersten Rades werden durch die Langschweller und Schwellenträger 4,02^T auf den Endpfosten und 2,58^T auf den 2. Pfosten übertragen, somit gibt ein Schnitt an letzterem den Werth

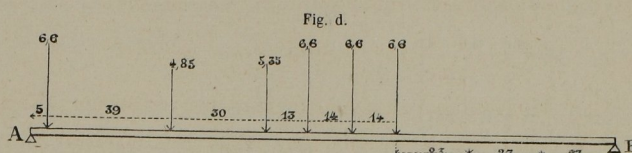
$\hat{V}_2' = \hat{B} - \hat{P} = 30,14 - 4,02 = 26,12^T$,
wofür im Spannungsnetze (Fig. 4) $26,1^T$ gesetzt sind.

Der Pfosten III erleidet den grössten Druck bei einer durch Fig. c angegebenen Stellung der Belastungen. Es



wird der Auflagerdruck $\hat{B} = 23,3^T$ und mit Berücksichtigung der auf den 2. Pfosten übertragenen Last von 4^T der Angriff auf Pfosten III: $\hat{V}_3' = 19,3^T$, wofür im Spannungsnetze $19,4^T$ angegeben sind.

Stellt man das vorderste Rad auf Pfosten IV, wie



in Fig. d angegeben, so wird \dot{B} und folglich auch $\dot{V}_4' = 14,2^t$.

Der Pfosten V erhält seinen grössten Angriff, wenn die Stellung der Locomotivräder die gleiche wird, wie sie oben bei Berechnung der Querträger angenommen wurde; es wird nämlich $\hat{V}' = 11,7^T$. —

Zur Bestimmung der grössten Angriffe auf die Hauptzugbänder hat man in den drei ersten Feldern nach einander für \hat{Z}_1' , \hat{Z}_2' , \hat{Z}_3' die Werthe:

$$\hat{Z}_1' = \frac{26,1}{0,707} = 36,8^{\text{r}};$$

$$\hat{Z}_2' = \frac{19,4}{0,707} = 27,4^T;$$

$$\hat{Z}_3' = \frac{14,2}{0,707} = 20,0^T.$$

Der grösste Angriff auf das 4. bzw. auf das 5. Zugband findet statt, wenn das vorderste Locomotivrad bis zur Mitte vorgerückt, die andere Brückenhälfte aber nicht belastet ist. Es wird der Angriff auf den mittleren Pfosten und ebenso die Auflagerreaction an dem Ende des unbelasteten Theiles des Trägers 10,43^T.

Bildet man das Moment $\hat{S} \cdot h$ — Gurtungsspannung multiplicirt mit der geometrischen Höhe des Trägers —, indem man einen Schnitt durch die Trägermitte führt, so erhält man für den unbelasteten Theil

$$\hat{S} \cdot h = 10,43 \cdot 92;$$

schneidet man hierauf durch den nächstfolgenden jenseits der Brückenmitte gelegenen Pfosten, an welchen eine weitere Belastung nicht hinzutritt, so wird das Moment

$$\hat{S}_1 \cdot h = 10,43 \cdot 69,$$

also die Spannungsdifferenz in der Gurtung von dem mittleren bis zum darauffolgenden Pfosten

$$\hat{S} - \hat{S}_1 = \frac{10,43 \cdot 23}{b},$$

und da $h = 23^{\text{dm}}$, so wird die Spannungsdifferenz $10,43^{\text{T}}$.
Der hieraus auf das Zugband resultierende Angriff ist

$$\dot{Z}_4' = \frac{10,43}{0,707} = 14,7^{\text{T}},$$

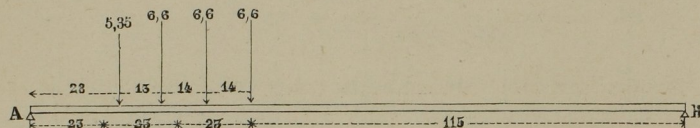
daher bedeutend grösser als in dem Falle, dass der

mittlere Pfosten bei der oben angegebenen Stellung der Räder mit $11,7^T$ beansprucht wird, welche sich gleichmässig auf die beiden mittleren Zugbänder übertragen. —

Um bei einseitigen Belastungen die Pfosten nur auf Druck und die Bänder nur auf Zug beanspruchen zu lassen, sind in den 4 mittleren Feldern Gegenzugbänder angebracht, deren Maximalanstrengung, wie folgt, bestimmt wird.

Stellt man das vorderste Locomotivrad auf Pfosten IV, wie Fig. e angibt, und lässt die rechte Trägerseite un-

Fig. e.



belastet, so wird der Auflagerdruck $\dot{B} = 6,73^T$ und man findet nun in ähnlicher Weise, wie bei den mittleren Zugbändern, die Spannungsdifferenz in der oberen Gurtung zwischen Pfosten IV und V zu $6,73^T$ und daher den Angriff auf das der Mitte zunächst liegende Gegenzugband

$$\dot{Z} = \frac{6,73}{0,707} = 9,5^T.$$

Da nun aber die durch Einwirkung des Eigengewichtes sich ergebende Spannungsdifferenz zwischen dem IV und V. Pfosten $0,8^T$ beträgt und der Richtung nach der aufgefundenen entgegengesetzt ist, so wird genauer

$$\dot{Z}_0 = \frac{6,73 - 0,8}{0,707} = 8,3^T,$$

wie auch im Spannungsnetze angegeben wurde.

Stellt man das Vorderrad auf Pfosten III und lässt den rechts liegenden Theil des Trägers unbelastet, so erhält man die Reaction $\dot{B} = 3,59^T$, die Spannungsdifferenz zwischen Pfosten III und IV zu $3,59^T$. Vermindert man diese um die entgegengesetzt gerichtete Spannungsdifferenz bei ständiger Belastung, nämlich um $12 - 9,6 = 2,4$, so bleibt die in Rechnung zu ziehende mit $1,19^T$, und daher der Angriff auf das zugehörige Gegenzugband

$$\dot{Z}'_0 = \frac{1,19}{0,707} = 1,7^T.$$

Da die Belastungen bald von der einen, bald von der anderen Seite gegen den Träger vorrücken, so ergibt sich ohne Weiteres, dass die ungünstigsten Stellungen der Lasten für die eine Trägerhälfte ebenso, wegen symmetrischer Anordnung des Trägers, die stärksten Angriffe auf die treffenden Constructionstheile der anderen Hälfte liefern müssen. —

Zur Berechnung der Gurtungsspannungen können hier nicht, wie bei der ständigen Belastung, die gefundenen Angriffe auf Pfosten und Zugbänder verwendet werden, da man hiedurch merklich grössere Werthe erhalten würde, als sie in der That vorkommen, indem die Maximalmomente bei vorschreitenden Lasten nicht mit den grössten Angriffen auf die Pfosten in einem Vertical-

schnitte liegen; man hat hier durch Verschieben der Lasten und vergleichende Berechnung die Maximalmomente in den einzelnen Abtheilungen zu ermitteln und daraus die Angriffe auf die Gurtungen abzuleiten. Wir zeigen die Berechnung der Druckspannungen für die Abtheilungen der oberen Gurtung, da hieraus zugleich die Zugspannungen in der unteren Gurtung abgeleitet werden können.

Wenn die Lasten, wie in Fig. b, aufgebracht sind, so wird die Auflagerreaction $\dot{B} = 30,14$; ein Schnitt unmittelbar vor Pfosten II — von dem rechtseitigen Auflager aus gezählt — gibt das Moment \dot{M}_1 daselbst:

$$\dot{M}_1 = 30,12 \cdot 23 - 6,6 \cdot 14 = 600,8^{dm.T}.$$

Hieraus wird

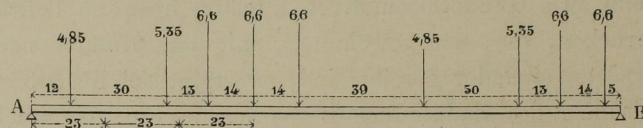
$$\dot{S}'_1 = \frac{600,8}{23} = 26,1^T.$$

Haben die Lasten die Stellung wie in Fig. c, so wird $\dot{B} = 23,3^T$; für einen Schnitt unmittelbar vor Pfosten III — rechte Seite — wird das Moment:

$$\dot{M}_2 = 23,3 \cdot 46 - 6,6 \cdot 14 = 979,4,$$

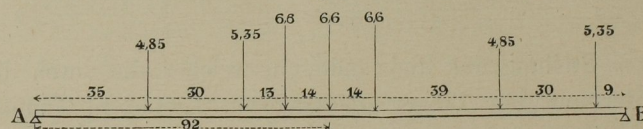
und somit $\dot{S}'_2 = \frac{979,4}{23} = 42,7^T$.

Fig. f.



Wenn die Lasten die in Fig. f angegebene Stellung haben, so wird $\dot{A} = 24,45$ und in Folge dessen $\dot{S}'_3 =$

Fig. g.



$51,0^T$; und wenn die Lasten nach Fig. g aufgebracht sind, wird $\dot{A} = 18,58^T$ und $\dot{S}'_4 = 51,9^T$.

Bei dieser Berechnung der Spannungen in den Pfosten, Zugbändern und Gurtungen für die variablen Lasten wurden die ungünstigsten Stellungen der letzteren in ziemlich mühsamer Weise durch wiederholte Verschiebungen aufgefunden. Eine bedeutende Vereinfachung lässt sich durch Verwendung der auf Seite 21 u. ff. angegebenen Bestimmungsweise für die Maximal-Angriffsmomente und -Verticalkräfte bei concentrirten vorrückenden Lasten erzielen, wie bei den Berechnungen eines symmetrischen Fachwerkes gezeigt werden wird. —

Wir legen unter Vernachlässigung der kaum nennenswerthen Unterschiede in einzelnen der vorhergehend berechneten Werthe von den im Spannungsnetze (Fig. 4) eingetragenen letztere den weiteren Betrachtungen zu Grunde.

Querschnittsbestimmung für die Druckgurtung. Die Druckspannungen für ständige und variable Last zusammen sind:

im 1. Felde	5,6 + 26,1 = 31,7 ^T ,
„ 2. „	9,6 + 42,8 = 52,4 ^T ,
„ 3. „	12,0 + 51,0 = 63,0 ^T ,
„ 4. „	12,8 + 51,6 = 64,4 ^T .

Für ruhende Last wird sonach die Spannungsintensität in ähnlicher Weise, wie auf Seite 100, gefunden, nämlich:

$$\alpha = \alpha_p + \alpha_k = \frac{120 \cdot 12,8}{1,2 \cdot 12,8 + 2,9 \cdot 51,6} + \frac{120 \cdot 51,6}{1,2 \cdot 12,8 + 2,9 \cdot 51,6} = 120 \cdot \frac{64,4}{1,2 \cdot 12,8 + 2,9 \cdot 51,6} = 46,8^T \text{ pr. } \square^{\text{dm}}.$$

Versteht man nun, wie früher, unter relativer Tragfähigkeit bis zur Elasticitätsgrenze die Zahl, mit der die ruhende Verkehrslast zu multipliciren ist, um im Vereine mit dem einfach genommenen Eigengewichte eine Anstrengung in den Constructionstheilen bis zur Elasticitätsgrenze — 160^T pr. \square^{dm} — hervorzurufen, und bezeichnet τ diese Zahl, so hat man die Proportion:

$$(12,8 + \tau \cdot 51,6) : 160 = (12,8 + 51,6) : 46,8$$

$$12,8 + \tau \cdot 51,6 = \frac{160}{46,8} (12,8 + 51,6)$$

$$\tau = \frac{160}{46,8} \left(1 + \frac{12,8}{51,6}\right) - \frac{12,8}{51,6} = 4,03.$$

Aus den bekannten Druckspannungen in den einzelnen Abtheilungen der oberen Gurtung und der Spannungsintensität, welche bei ruhender Totallast erreicht werden soll, ergeben sich nunmehr die Zugflächen im

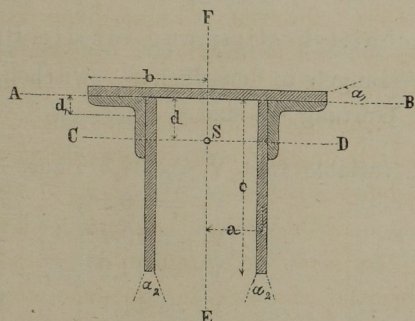
$$\text{Fache I—II: } \frac{31,7}{46,8} = 0,67 \square^{\text{dm}};$$

$$\text{„ II—III: } \frac{52,4}{46,8} = 1,12 \text{ „}$$

$$\text{„ III—IV: } \frac{63,0}{46,8} = 1,35 \text{ „}$$

$$\text{„ IV—V: } \frac{64,4}{46,8} = 1,38 \text{ „ . —}$$

Damit der Widerstand gegen seitliche Ausbiegung bei den in ihrer Knickungsfestigkeit beanspruchten Druckgurtungen in horizontaler und verticaler Richtung gleich gross wird, hat man die Vertheilung des erforderlichen



Materials auf eine bestimmte Querschnittsform so vorzunehmen, dass das Trägheitsmoment der Gurtungsquerschnitte, bezogen auf die horizontale Schwerpunktsaxe, gleich dem auf die verticale Schwerpunktsaxe bezogenen wird.

Bauernfeind's Vorlegeblätter zur Brückenbaukunde.

Bezeichnet in der vorstehenden Figur ausser den eingeschriebenen Buchstaben

W die Fläche eines der Winkel,

d₁ den Schwerpunktsabstand desselben von der horizontalen Kante AB,

Θ' sein Trägheitsmoment um diese Kante,

Θ₁ das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts um die Axe AB und

Θ₂ jenes um Axe EF, während

Θ das Trägheitsmoment um die Axe CD bedeuten soll, so hat man zunächst die ganze Fläche des Profils F ausgedrückt durch:

$$F = 2 (b \cdot a_1 + W + c \cdot a_2);$$

ferner wird der Abstand des Schwerpunktes S des ganzen Querschnitts von der Axe AB:

$$d = \frac{1}{F} [W \cdot d_1 + \frac{1}{2} c^2 \cdot a_2 - \frac{1}{2} a_1^2 \cdot b] \cdot 2;$$

das Trägheitsmoment um die Axe AB:

$$\Theta_1 = 2 [\Theta' + \frac{1}{3} a_2 \cdot c^3 + \frac{1}{3} b \cdot a_1^3];$$

das Trägheitsmoment um die parallele Axe CD:

$$\Theta = \Theta_1 - d^2 \cdot F.$$

$$\Theta = 2 [\Theta' + \frac{1}{3} a_2 \cdot c^3 + \frac{1}{3} b \cdot a_1^3 - \frac{2}{F} (W \cdot d_1 + \frac{1}{2} c^2 \cdot a_2 - \frac{1}{2} a_1^2 \cdot b)^2];$$

das Trägheitsmoment um die verticale Axe EF:

$$\Theta_2 = 2 (\frac{1}{3} b^3 \cdot a_1 + c \cdot a_2 \cdot a^2 + (\Theta' + W \cdot a^2)), \text{ worin}$$

Θ' + W · a² das auf die Axe EF übersetzte Trägheitsmoment eines Winkeleisens bedeutet; oder also

$$\Theta_2 = 2 (\frac{1}{3} b^3 \cdot a_1 + \Theta' + a^2 (W + c \cdot a_2)).$$

Es hat nun nach Obigem

Θ = Θ₂ zu sein, und aus dieser Bedingung ist die relative Stellung der einzelnen Querschnittstheile zu ermitteln. —

Zur Bestimmung der Dimensionen selbst dient die auf Seite 102 angegebene Gleichung

$$\frac{F}{F'} = 1 + 0,0001 \cdot \frac{F}{\Theta} \cdot l^2, \text{ worin}$$

F' die Zugfläche und

l die freie Länge des Stabes bezeichnet.

Im gegebenen Falle ist die freie Länge etwa $\frac{3}{4}$ der Fachlänge zu setzen, da die Pfosten der Verbiegung der Gurtungen einen bedeutenden Widerstand entgegensetzen, daher also $l = 17,3^{\text{dm}}$ und $l^2 = 300$, also

$$\frac{F}{F'} = 1 + 0,030 \cdot \frac{F}{\Theta}.$$

Setzt man fest, dass in obigem Profile

$$c = 2,6^{\text{dm}}, a_2 = 0,12^{\text{dm}}, \text{ für die Winkel } 80 : 10$$

$$W = 0,15 \square^{\text{dm}}, d_1 = 0,25, b = 1,7^{\text{dm}} \text{ und daher}$$

$$\Theta' = 0,0173 \text{ sein soll, so wird:}$$

$$F = 2 (1,7 \cdot a_1 + 0,15 + 0,31) = (3,4 \cdot a_1 + 0,92) \square^{\text{dm}};$$

$$\Theta = 2 [0,017 + 0,701 + 0,57 \cdot a_1^3 - \frac{2}{F} (3,028 + 0,406 - 0,85 \cdot a_1^2)^2].$$

Da hier a₁ höchstens 0,20 wird, so können die Glieder mit höheren Potenzen von a₁ gegen die andern vernachlässigt werden, daher

$$\theta = 1,434 - \frac{0,789}{F} = 1,434 - \frac{0,232}{a_1 + 0,27};$$

ferner wird:

$$\begin{aligned}\theta_2 &= 2(1,64 \cdot a_1 + 0,017 + a^2 \cdot 0,46) \\ &= 3,28 \cdot a_1 + 0,034 + 0,92 \cdot a^2.\end{aligned}$$

Damit nun $\theta = \theta_2$ wird, hat man

$$1,434 - \frac{0,232}{a_1 + 0,27} = 3,28 \cdot a_1 + 0,03 + 0,92 \cdot a^2,$$

oder

$$a^2 = 1,52 - \frac{0,252}{a_1 + 0,27} - 3,57 \cdot a_1.$$

Der kleinste verwendbare Werth von a_1 ist $0,1^{\text{dm}}$ und hiefür wird:

$$a = 0,69.$$

Bei grösserem Werthe von a_1 wird a kleiner, nämlich bei $a_1 = 0,175$ findet man $a = 0,57$, bei $a_1 = 0,30$ wird $a = 0,05$.

Wegen der Verbindung der Pfosten mit den Gurtungen wird die lichte Entfernung der beiden stehenden Flacheisen zu 150^{mm} gewählt, daher also $a = 0,8^{\text{dm}}$, so dass immer $\theta_2 > \theta$ wird und sonach für die Knickungsfestigkeit letzterer Werth maassgebend ist.

Man hat aber

$$\theta = 1,434 - \frac{0,789}{F}, \text{ also}$$

$$\frac{F}{F'} = 1 + 0,030 \cdot \frac{F^2}{1,434 \cdot F - 0,789}, \text{ und daraus}$$

$$(1,434 \cdot \frac{1}{F'} - 0,030) F^2 - (0,789 \cdot \frac{1}{F'} + 1,434) F = 0,789.$$

Setzt man nun für F' die oben berechneten Werthe, so erhält man die zugehörigen Druckflächen, nach welchen sich a_1 bestimmt.

$$\text{Für } F' = 0,67 \text{ wird } 2,11 \cdot F^2 - 2,61 \cdot F = -0,789, F = 0,71 \square^{\text{dm}};$$

$$\text{„ } F' = 1,12 \text{ „ } 1,25 \cdot F^2 - 2,13 \cdot F = -0,789, F = 1,16 \text{ „}$$

$$\text{„ } F' = 1,35 \text{ „ } 1,03 \cdot F^2 - 2,01 \cdot F = -0,789, F = 1,40 \text{ „}$$

$$\text{„ } F' = 1,38 \text{ „ } 1,01 \cdot F^2 - 2,00 \cdot F = -0,789, F = 1,44 \text{ „}$$

Nach der Zusammensetzung der Gurtungstheile laufen in der oberen Gurte die beiden Winkelleisen und die verticalen Stehbleche in gleich bleibender Stärke durchaus; diese geben zusammen eine Querschnittsfläche von $0,92 \square^{\text{dm}}$; in dem ersten Felde wäre sonach der erforderliche Querschnitt schon durch diese Fläche geboten; die Verbindung durch das Deckblech wird deshalb nur gegen seitliche Ausbiegung und zur gleichmässigen Druckvertheilung nothwendig.

für Pfosten I durch die ständige Belastung	$\hat{V}_1 = 6,4^{\text{T}}$	durch die variable Last	$\hat{V}_1' = 32,9^{\text{T}}$	zus.	$39,3^{\text{T}}$
„ „ II „ „ „ „	$\hat{V}_2 = 5,6^{\text{T}}$	„ „ „ „	$\hat{V}_2' = 26,1^{\text{T}}$	„	$31,7^{\text{T}}$
„ „ III „ „ „ „	$\hat{V}_3 = 4,0^{\text{T}}$	„ „ „ „	$\hat{V}_3' = 19,4^{\text{T}}$	„	$23,4^{\text{T}}$
„ „ IV „ „ „ „	$\hat{V}_4 = 2,4^{\text{T}}$	„ „ „ „	$\hat{V}_4' = 14,2^{\text{T}}$	„	$16,6^{\text{T}}$
„ „ V „ „ „ „	$\hat{V}_5 = 1,6^{\text{T}}$	„ „ „ „	$\hat{V}_5' = 11,7^{\text{T}}$	„	$13,3^{\text{T}}$

Hieraus ergeben sich vorläufig für Pfosten I: $\frac{39,3}{46,8} = 0,84 \square^{\text{dm}}$; Pfosten II: $\frac{31,7}{46,8} = 0,68$; Pfosten III:

In dem Fache zwischen Pfosten II und III ist durch das Deckblech eine Querschnittsfläche von $1,16 - 0,92 = 0,24 \square^{\text{dm}}$ zu geben; bei einer Breite desselben von 340^{mm} berechnet sich die Dicke zu $\frac{0,24}{3,4} = 0,071^{\text{dm}}$.

Zwischen Pfosten III und IV hat das Deckblech eine Querschnittsfläche von $1,40 - 0,92 = 0,48 \square^{\text{dm}}$ zu erhalten, daher die Dicke desselben $\frac{0,48}{3,4} = 0,141^{\text{dm}}$.

Zwischen Pfosten IV und V fehlen noch $1,44 - 0,92 = 0,52 \square^{\text{dm}}$; daher die erforderliche Dicke des Deckbleches $\frac{0,52}{3,4} = 0,153^{\text{dm}}$. Es genügt, wenn zwei verschiedene Stärken der Deckbleche festgestellt werden, und man wird dieselben von I bis III $\frac{340^{\text{mm}}}{10}$, und von III—V—III' $\frac{340^{\text{mm}}}{16}$ breit und dick nehmen, bei III aber den Stoss durch eine Lasche überdecken (Fig. 1 und 2).

Der Abstand d des Gurtungsschwerpunktes von der Axe A B (s. obige Figur) wird zu 70 und bezw. 61^{mm} , im Mittel also zu 65^{mm} gefunden. —

Querschnittsbestimmung für die Zuggurtung.

Die Spanningskräfte und Zugflächen werden nach Spannungsnetz (Fig. 4)

$$\text{im Fache 2. bis 3 } \hat{S}' = 31,7^{\text{T}}, F_1 = 0,67 \square^{\text{dm}},$$

$$\text{„ „ 3 „ 4 } \hat{S}'' = 52,4^{\text{T}}, F_2 = 1,12 \text{ „}$$

$$\text{„ „ 4 „ 5 } \hat{S}''' = 63,0^{\text{T}}, F_3 = 1,35 \text{ „}$$

Bei einer Breite der zu verwendenden Flacheisen von 340^{mm} , von welcher eine Nietöffnung von 23^{mm} Durchmesser in Abzug zu bringen ist, also einer effectiven Breite von 317^{mm} , werden die erforderlichen Blechdicken nach einander: $21,1$; $35,4$; $42,6^{\text{mm}}$.

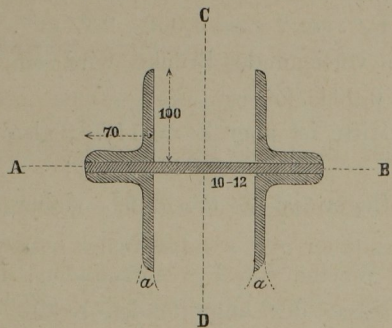
Man wird demnach ein Flacheisen von $\frac{340^{\text{mm}}}{22}$ von Punct 2 diesseits der Mitte der Tragwand bis Punct 2' jenseits der Brückenmitte durchgehen lassen und zwischen 3 und 3' ein weiteres von $\frac{340^{\text{mm}}}{21}$ zulegen. —

Querschnittsbestimmung für die Pfosten.

Die Pressungen in denselben — zwischen Querträger und unterer Gurtung — sind:

$$\frac{23,4}{46,8} = 0,50; \text{ Pfosten IV: } \frac{16,6}{46,8} = 0,36 \text{ und Pfosten V: } \frac{13,3}{46,8} = 0,28 \square^{\text{Decimeter}}.$$

Wird der Querschnitt im Allgemeinen wie in bestehender Figur angeordnet, also aus Winkleisen von 100 und 70^{mm} Schenkellänge zusammengesetzt, so hat



man angenähert als Trägheitsmoment um die Axe AB, welches als das kleinere in Betracht kommt,

$$\Theta_0 = 2 \cdot \frac{1}{8} \cdot 2 a \cdot 1,06^3 = 1,5 \cdot a.$$

Die freie Länge zwischen dem Querträger und der unteren Gurtung wird $l_1 = 9^{\text{dm}}$; daher

$$\frac{F}{F'} = 1 + 0,0001 \cdot 81 \cdot \frac{F}{1,5 a} = 1 + 0,0054 \cdot \frac{F}{a}, \text{ oder}$$

$$F = \frac{F' \cdot a}{a - 0,0054 \cdot F'}.$$

Für $a = 0,11$ hat man $F = \frac{F'}{1 - 0,049 \cdot F'}$. Die vier Winkel geben als Minimalfläche $4 \cdot 0,177 = 0,71 \square^{\text{dm}}$.

Für Pfosten I ist aber $F' = 0,84$, daher $F_1 = \frac{0,84}{0,959} = 0,88 \square^{\text{dm}}$. Um diese Schnittfläche zu erhalten, wird zu den vier Winkeln $\frac{100 : 11}{70 : 11}$ ein Verstärkungsblech von $\frac{320^{\text{mm}}}{10}$ genietet (Fig. 5).

Für Pfosten II ist $F' = 0,68$ und hiemit $F_2 = \frac{0,68}{0,967} = 0,71 \square^{\text{dm}}$. Es reichen desshalb die vier Winkel, entsprechend mit einander verbunden, für diesen Pfosten hin.

Für $a = 0,10$ wird $F = \frac{F'}{1 - 0,054 \cdot F'}$; es geben aber vier Winkel mit $\frac{100 : 10}{70 : 10}$ eine Fläche von $4 \times 0,16 = 0,64 \square^{\text{dm}}$.

Für Pfosten III ist $F' = 0,50$, also $F_3 = \frac{0,50}{0,973} = 0,51$; es reichen sonach vier derartige Winkel für denselben.

Nimmt man die Schenkellänge statt 100 zu 70, so hat man:

$$\Theta_0 = 2 \cdot \frac{1}{8} \cdot 2 a \cdot 0,75^3 = 0,56 \cdot a \text{ und nun}$$

$$\frac{F}{F'} = 1 + 0,0081 \cdot \frac{F}{0,56 \cdot a} = 1 + 0,0145 \cdot \frac{F}{a},$$

$$\text{also } F = \frac{F'}{1 - 0,0148 \cdot \frac{F'}{a}}.$$

$$\text{Für } a = 0,10 \text{ wird } F = \frac{F'}{1 - 0,145 \cdot F'}.$$

Für Pfosten IV ist $F' = 0,36$, daher wird $F_4 = \frac{0,36}{0,948} = 0,38 \square^{\text{dm}}$, so dass also die vier Winkel, welche eine Fläche von $0,42 \square^{\text{dm}}$ geben, für diesen und um so mehr noch für Pfosten V ausreichen.

Querschnittsbestimmung der Haupt- und Gegenzugbänder.

Nach Spannungsnetz (Fig. 4) sind die Spanningskräfte für:

Hauptzugband	I—2	(Fig. 2)	durch die ständige Belastung : 7,9 ^T , durch die variable Last : 36,8 ^T , zus. 44,7 ^T ;
„	II—3	„ „ „ „	: 5,7 ^T , „ „ „ „ : 27,4 ^T , „ 33,1 ^T ;
„	III—4	„ „ „ „	: 3,4 ^T , „ „ „ „ : 20,0 ^T , „ 23,4 ^T ;
„	IV—5	„ „ „ „	: 1,2 ^T , „ „ „ „ : 14,5 ^T , „ 15,7 ^T ;
Gegenzugband	V—4'	„ „ „ „	: 0,0 ^T , „ „ „ „ : 8,3 ^T , „ 8,3 ^T ;
„	IV'—3'	„ „ „ „	: 0,0 ^T , „ „ „ „ : 1,7 ^T , „ 1,7 ^T .

Hieraus ergeben sich folgende Flächen und Querschnittsdimensionen:

Zugband	I—2	: $F_1 = \frac{44,7}{46,8} = 0,96 \square^{\text{dm}}$;	also erforderlich 2 Flacheisen $2 \cdot \frac{320^{\text{mm}}}{16}$.
„	II—3	: $F_2 = \frac{33,1}{46,8} = 0,71$	„ „ „ „ $2 \cdot \frac{260^{\text{mm}}}{15}$.
„	III—4	: $F_3 = \frac{23,4}{46,8} = 0,50$	„ „ „ „ $2 \cdot \frac{220^{\text{mm}}}{13}$.
„	IV—5	: $F_4 = \frac{15,7}{46,8} = 0,34$	„ „ „ „ $2 \cdot \frac{180^{\text{mm}}}{11}$.
„	V—4'	: $F' = \frac{8,3}{46,8} = 0,18$	„ „ „ „ $2 \cdot \frac{120^{\text{mm}}}{10}$.
„	IV'—3'	: $F'' = \frac{1,7}{46,8} = 0,04$	„ „ „ „ $2 \cdot \frac{60^{\text{mm}}}{10}$.

Es sind hiebei die Dimensionen in der Art festgesetzt, dass nach Abzug der Nietöffnungen, die in einen Querschnitt fallen, noch die erforderliche Zugfläche bleibt.

Die Berechnung der zur Verbindung der Constructionsteile nöthigen Anzahl Nieten, sowie deren zweckmässige Vertheilung übergehen wir hier unter Hinweis auf die Figuren 1—3.

Als weiteren Bestandtheil der Tragwand ziehen wir die Verbindung des unteren Endes des Pfostens I mit der unteren Gurtung bei 2 in Betracht. Eine solche Verbindung ist aber desshalb nothwendig, damit keine Drehung um den oberen Knotenpunct I stattfinden kann. Die Stärke dieser Verbindung bestimmt sich aus dem Umstande, dass bei jeder Einbiegung des Trägers eine Verlängerung der unteren, gezogenen Gurtung, und somit eine Verschiebung des Punctes 2 gegen 1 hin erfolgt. Die Verbindung zwischen 1 und 2 muss diese Verschiebung auf 1 übertragen können, und zwar muss die Bewegung der beiden Seiten des Trägers ganz auf den Rollstuhl übergehen. Der ungünstigste Fall, der vorkommen kann, tritt dann ein, wenn die Walzen feststehen sollten, was durch dazwischen gefallene Steine und dergl. möglich wird.

Der grösste Auflagerdruck beträgt $6,4 + 32,9 = 39,3^T$; nimmt man den Reibungscoefficienten von Eisen auf Eisen für die vorliegenden Verhältnisse zu 0,25, so wären durch die Verbindungsstücke etwa $0,25 \cdot 39,3 = 9,8^T$ aufzunehmen. Die erforderliche Zugfläche findet sich zu $0,21 \square^{dm}$.

Bei freier Länge $l' = 22^{dm}$ sind zwei Winkeleisen $\frac{100 : 10^{mm}}{70 : 10}$, in \perp Form mit einander verbunden (Fig. 3), genügend. —

Horizontalverspannung. Dieselbe ist nach Figur 5—11 unter den Querträgern angebracht und darnach zu bestimmen, dass erstens durch die seitlichen Stösse der bewegten Last die Seitenschwankung $\frac{1}{10000}$ der Weite nicht übersteigt, und dass zweitens bei dem grössten vorkommenden Winddruck die seitliche Biegung nicht mehr als $\frac{1}{2500}$ der Spannweite beträgt.

Wer sich über die Zusammensetzung der hiebei in Verwendung kommenden Formeln, welche wir nach Gerber aufnehmen, Rechenschaft geben will, wird dies erreichen können, wenn wir anfügen, dass die seitlichen Stösse der Locomotivzüge bei mittleren Weiten und guter Bahn einer gleichmässig wirkenden horizontalen Kraft von $3,2\%$ bis 4% der Verkehrslast gleich zu achten sind.

Bezeichnet

ε den Winkel der Diagonalen mit der Längsaxe der Brücke (Geleisaxe),

F_y die Projection des Querschnitts der Diagonalen auf eine Normale zu jener Axe, und

\dot{Z}' die Summe der Verticalkräfte am betrachteten Knotenpuncte für einen Träger, so setzt sich F_y zunächst

zusammen aus dem Werthe von F_y' , welcher aus der ersten der oben genannten Bedingungen, und jenem von F_y'' , welcher aus der zweiten Bedingung abgeleitet wird, und zwar ist:

$$F_y' \cdot \sin 2\varepsilon = 0,002 \cdot 2 \dot{Z}' \square^{dm}.$$

Für die vorliegende Brücke wird $\sin 2\varepsilon = 0,98$, daher $F_y' = 0,004 \cdot \dot{Z}'$.

In der Mitte ist aber $\dot{Z}' = 11,7^T$, also

$$F_y' = 0,047 \square^{dm}.$$

Am Auflager ist $\dot{Z}' = 32,9^T$, daher dort $F_y' = 0,132 \square^{dm}$.

Um die Werthe von F_y'' aufzufinden, hat man zunächst die Grösse der angreifenden Kräfte festzustellen. Es wird aber der Winddruck, da für die Träger pr. Decimeter

wegen der unteren Gurtung	2	0,50	=	1,0	\square^{dm} (doppelt wegen schiefer Richtung des Windes)
" " oberen	"	2	2,8	=	5,6 "
" " Pfosten	"	3	2,1	=	6,3 "
" " Diagonalen	"	$\frac{2}{23}$	$27 \cdot 3$	=	7,0 "
" " Schienenträger	"				
und Dielenbeleg	"	7,0	1,0	=	7,0 "
					zusammen 26,9 \square^{dm}

und wegen der um ca. 32^{dm} über die Brücke hervorragenden, dem Winde ausgesetzten Fläche des Bahnzuges $32 \square^{dm}$ Druckfläche anzusetzen sind, und da pr. \square^m 150^k Winddruck angenommen werden soll, am Auflager:

$$\frac{184}{2} (26,9 + 32) \cdot 1,5^k = 8130^k = 8,13^T = \dot{Y}_0;$$

und in der Mitte, wenn man beachtet, dass bei Wirbeln nur die Hälfte der Brücke getroffen werden kann:

$$\frac{184}{8} (26,9 + 32) \cdot 1,5^k = 2,03^T = \dot{Y}_{1/2}.$$

Soll nun bei diesem Winddrucke die seitliche Biegung $\frac{1}{2500}$ der Weite nicht überschreiten, so hat man F_y'' aus der Gleichung: $F_y'' \cdot \sin 2\varepsilon = 0,0156 \cdot \dot{Y} \square^{dm}$ zu berechnen, daher aus $F_y'' = 0,016 \dot{Y}$ im vorliegenden Falle.

Hieraus findet man

für die Mitte . . $F_y'' = 0,032 \square^{dm}$, und

für das Auflager . $F_y'' = 0,130 \square^{dm}$.

Da die Spannungsintensität durch die seitlichen Stösse der bewegten Last eine sehr geringe ist, und selbst im Zusammenfallen derselben mit einem Sturme nur eine Oscillation um die Biegungslinie entsteht, so hat man nur die grössten der oben ermittelten Werthe zu nehmen.

Die Flächen der einzelnen Diagonalen erhält man aus der nunmehr bekannten Projection durch Construction oder Berechnung in den Fächern:

I—II,	II—III,	III—IV,	IV—V
zu 0,15 \square^{dm} ,	0,12 \square^{dm} ,	0,09 \square^{dm} ,	0,07 \square^{dm} .

Diesen Flächen entsprechen die Flacheisen von

$$\frac{120^{mm}}{13} \quad , \quad \frac{120^{mm}}{10} \quad , \quad \frac{100^{mm}}{10} \quad , \quad \frac{80^{mm}}{10} \quad (\text{Fig. 7—10}),$$

wobei die Breite derselben um den Durchmesser einer Nietöffnung vergrössert ist. —

4. Auflager. Der Auflagerdruck beträgt für die ständige und grösste veränderliche Belastung zusammen nach Fig. 4 $39,3^T$. Die Auflagerfläche des Stuhles auf Stein hat, wenn man $2,0^T$ als grösst-zulässigen Druck pr. \square^{dm} Steinfläche annimmt, $\frac{39,3}{2,0} = 20 \square^{dm}$ zu sein.

Wenn die Stützplatte (E, Fig. 12) eine Länge von $3,2^{dm}$ erhält, so wird der Druck pr. Decimeter $\frac{39,3}{3,2} = 12,3^T$; die Platte ist aus Stahl gefertigt.

Die 3 Walzen erhalten bei $3 \cdot 3,5 = 10,5^{dm}$ Gesamtlänge pr. Decim. $\frac{39,3}{10,5} = 3,75^T$ Druck; hiefür genügen gusseiserne Rollen von 1^{dm} Durchmesser.

Bestimmt man nämlich die Anzahl gusseiserner Walzen (nach Dr. E. Winkler, Vorträge über Brückenbau, Seite 256) aus der Gleichung:

$$v = \frac{5 \cdot \dot{D}}{1 \sqrt{\beta^3 \cdot d}}, \text{ in welcher}$$

v die Anzahl der Rollen,

\dot{D} den ganzen Druck auf ein Rollenlager,

l die Länge einer Rolle in Centimetern,

β den grössten zulässigen Druck pr. Flächeneinheit, also hier pr. \square^{cm} ,

d den Durchmesser der Rollen in Centimetern bezeichnet, so wird, da β im Mittel zu $0,75^T$ anzusetzen ist:

$$v = \frac{5 \cdot 39,3}{35 \sqrt{0,75^3 \cdot 10}} = \frac{196,5}{73,5}$$

also $v = 3$.

Einfacher noch würde sich v aus einer andern, ebendasselbst befindlichen Gleichung berechnen lassen, die für gusseiserne Walzen im Mittel sich ergibt zu

$$v \cdot l \cdot d = 30 \cdot \dot{D}, \text{ und}$$

für Stahlwalzen zu

$$v \cdot l \cdot d = 24 \cdot \dot{D}.$$

Aus ersterer Gleichung wird für unseren Fall:

$$v = \frac{30 \cdot 39,3}{10 \cdot 35} = \frac{1179}{350},$$

also wie vorhin $v = 3$. —

Der Rollstuhl (B, Fig. 11) soll bei unvollkommenem Auflager der Walzen auf der unteren Platte, falls sich letztere biegen sollte, nicht brechen, und daher die Pressung von der Stützplatte auf die äusseren Walzen übertragen können. Betrachtet man 47^T pr. \square^{dm} als äusserste zulässige Spannung im Gusseisen, so erhält man für die Mitte des Rollstuhles, dessen Breite mit b und Höhe mit h bezeichnet sein soll, die Relation:

$$\frac{\Theta \cdot \dot{\alpha}}{m} = \frac{1}{6} b h^2 \cdot \dot{\alpha} = \dot{M} = 1,1 \cdot 39,3$$

$$b h^2 = 6,6 \cdot 0,84.$$

Setzt man $b = 4^{dm}$, so wird

$$h^2 = 1,38 \text{ und}$$

$$h = 1,18^{dm} \text{ (massiv),}$$

so dass der Rollstuhl eine Höhe von rund 120^{mm} erhalten muss (B, Fig. 11). —

In Fig. 2 sind unter den Pfosten eingeklammerte Zahlen, welche die Ueberhöhung der Gurtung über eine durch die Stützpunkte gelegte Horizontale bedeuten, angegeben. Diese Ueberhöhung beträgt 5^{mm} bei Punct 2, 8^{mm} bei Punct 3, 9^{mm} bei Punct 4 und 10^{mm} in der Mitte. Die einzelnen Zahlen sind in der Art berechnet, dass die Mittellinie der Gurtung durch die elastische Einbiegung, welche in Folge der ständigen und der grössten zufälligen Belastung entsteht, in die horizontale Lage übergeht, unter diese also nie herabfällt.

Nach dem Vorgange Gerber's berechnen wir diese Einbiegung (und bezw. die Ueberhöhung) aus der Gleichung:

$$f_x = \frac{1}{4} \cdot \frac{\dot{q}}{\epsilon \cdot \Theta} \cdot \frac{l^2}{4} \cdot x (1-x), \text{ in welcher}$$

f_x die Einbiegung in der Entfernung x vom Auflagerpunkt,

l die Stützweite,

Θ das Trägheitsmoment der Gurtungsquerschnitte in der Mitte, bezogen auf die neutrale Axe,

$\dot{q} = \dot{p} + \dot{k}$, \dot{p} das als gleichmässig vertheilt anzunehmende Eigengewicht pr. Längeneinheit, \dot{k} eine ebenso auf letztere bezogene, gleichmässig vertheilte Last, welche in der Mitte dieselbe Anstrengung der Gurtungen hervorruft, wie die grösste vorkommende Verkehrslast, und

ϵ den Elasticitätsmodul, welchen wir mit 150000^T pr. \square^{dm} einsetzen, bezeichnet.

Diese Formel gibt Werthe, die sehr gut mit den Resultaten angestellter Versuche übereinstimmen und ist sowohl für Träger mit geraden und parallelen Gurten, als auch für solche mit gebogenen Gurten verwendbar, wenn deren Querschnitte, entsprechend den wirkenden Kräften, also nach dem Principe der gleichen Flächenspannung, gewählt sind.

Für das vorliegende Beispiel ist:

$l = 184^{dm}$; ferner wird Θ , da der Querschnitt der oberen Gurtung in der Mitte nach Seite 106 $F = 1,44 \square^{dm}$ und der Querschnitt der unteren Gurtung daselbst $F_3 = 1,35 \square^{dm}$ gefunden wurde,

$$\Theta = (1,44 + 1,35) \cdot \frac{h^2}{4}, \text{ worin}$$

$h = 23^{dm}$ die geometrische Höhe bedeutet, also $\Theta = 372^{dm^4}$;
 $\epsilon = 150000^T$ pr. \square^{dm} ;

$$\dot{p} = \frac{6,4 + 6,4}{184} = 0,07^T \text{ pr. dm};$$

\dot{k} wird, da in der Mitte die Anspruchnahme $51,6^T$ (Fig. 4) beträgt, erhalten aus der Gleichung

$$\dot{M} = \dot{S} \cdot h = \frac{\dot{k} l^2}{8} \text{ zu } 0,28^T \text{ pr. dm},$$

also $\dot{p} + \dot{k} = 0,35^T$ pr. dm.

Setzt man aber diese Werthe in obige Gleichung ein, so wird in der Mitte:

$$f_{1/2} = \frac{1}{4} \cdot \frac{\hat{Q}}{\varepsilon \cdot \theta} \cdot \frac{1^4}{16} = \frac{1}{4} \cdot \frac{0,35 \cdot 184^4}{150000 \cdot 372 \cdot 16} = 0,3 \cdot 0,35 = 0,105^{\text{dm}}, \text{ also } 10^{\text{mm}}.$$

Bei Punct 1 wird erhalten

$$f_1 = \frac{1}{4} \cdot \frac{0,35}{150000 \cdot 372} \cdot \frac{184^2}{4} \cdot 23 (184 - 23)$$

$$f_1 = 0,05^{\text{dm}}, \text{ also } 5 \text{ Millimeter.}$$

In ähnlicher Weise finden sich die übrigen Zahlen, welche zunächst die Einsenkungen des Trägers angeben, und hiemit die Ueberhöhungen, die nothwendig sind, damit der oben ausgesprochenen Forderung Genüge geleistet wird. —

Blatt 36 und 37.

Bahnbrücke über die Pegnitz.

(Linie Nürnberg-Neuhaus.)

Vor Beschreibung dieser Brücke soll in anderer Weise als in dem vorhergehenden Beispiele, anschliessend an die auf Seite 21 u. ff. angegebene Berechnung des Tragbalkens, die Berechnung des einfachen Fachwerks mit einer durch Tenderlocomotiven und Güterwägen gebildeten concentrirten Belastung gezeigt werden.

Da beim Fachwerk die Lasten nicht unmittelbar von der Tragwand aufgenommen werden, sondern gewöhnlich von untergeordneten Längsträgern (Schwellenträgern), deren Druck auf Querträger übertragen und durch diese an den Knotenpunkten in die Fachwerkträger eingeführt wird, so treten einige Unterschiede gegen die frühere Berechnungsweise auf.

Im Nachfolgenden sind zunächst die Auflagerdrücke, die Momente und Verticalkräfte, sodann die Gurtungs- und Diagonalspannungen für das einfache, durch vorrückende concentrirte Lasten angegriffene Fachwerk zu bestimmen.

Das Fachwerk ist in der Regel in gleiche Fache (Fachweite = d) getheilt und es ist, wenn die Anzahl der Fache (Fachzahl) mit λ bezeichnet wird, $\lambda d = l$. Die Last in irgend einem Fach (Fachlast) soll durch \hat{F} angegeben und, wo nichts Anderes bemerkt, das Fach zwischen x und $x + d$ gemeint sein.

Der Auflagerdruck \hat{A} bleibt, wie leicht ersichtlich, für eine gegebene Belastung in bestimmter Stellung derselbe, ob diese direct oder indirect auf den Träger wirkt.

Die Momente \hat{M} stimmen in beiden Fällen blos an den Knotenpunkten überein. Wenn die \hat{M} der directen Belastung durch die Ordinaten einer Curve, der Momentencurve, vorgestellt werden, so sind die \hat{M} der indirecten Belastung durch die Ordinaten eines Polygons vorzustellen, welches der Momentencurve einbeschrieben ist.

Da bei Berechnung des Fachwerks nur die \hat{M} der Knotenpunkte nöthig sind, so genügt auch hier die früher gegebene Berechnungsweise der Momentenwerthe.

Die Werthe von \hat{V} bei directer und indirecter Belastung weichen von einander ab. In letzterem Falle liefert jede einzelne Last gewöhnlich zwei Knotendruck-Componenten und die Summe aller einem Knotenpunkte zugehörigen Componenten derjenigen Lasten, welche in den Fachen links und rechts von ihm stehen, gibt den Gesamt-Knotendruck \hat{K} .

Wie das \hat{V} der directen Belastung durch die Ordinaten einer Staffellinie, welche bei jedem Lastsitz um die Grösse der Last abnimmt, vorzustellen ist, so wird das \hat{V} der indirecten Belastung durch die Ordinaten einer anderen Staffellinie versinnlicht, welche in jedem Knoten um den Knotendruck \hat{K} abnimmt. Innerhalb eines Faches bleibt \hat{V} bei gegebener Laststellung unverändert.

Die Werthe \hat{V} sowie max. \hat{V} der indirecten Belastung sind nunmehr neu aufzustellen.

Analog der bei directer Belastung geltenden Gleichung $\hat{V} = \hat{A} - \sum_0^x \hat{P}$ wird aber offenbar für indirecte Belastung

$$\hat{V} = \hat{A} - \sum_0^x \hat{K}.$$

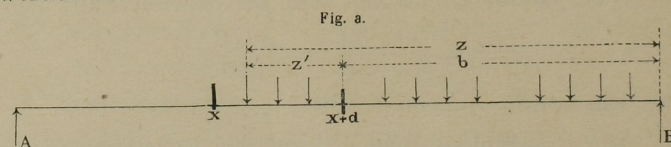
Nach Seite 24 hat sich ergeben, dass bei directer Belastung max. \hat{V} für einen Querschnitt x dann eintritt, wenn keine oder nur eine Last links von x steht. In derselben Weise wird bei indirecter Belastung das max. \hat{V} des Faches in der Regel dann vorhanden sein, wenn nur ein oder kein Knoten links von demselben belastet ist.

Welcher von beiden Fällen unter gegebenen Verhältnissen max. \hat{V} liefert, lässt sich auf Grund nachstehender Auseinandersetzungen entscheiden.

Wenn unter \hat{K} der Knotendruck an der Stelle x verstanden wird, so hat man im Fache (x bis $x + d$)

$$\hat{V} = \hat{A} - \hat{K}.$$

Hierin ändert sich aber, wenn der Lastenzug nach Fig. a vom Knoten $x + d$ ins Fach herein gegen x vorrückt, \hat{K} ebenso, wie auf Seite 22 früher für \hat{A} gezeigt worden ist.



$$\text{Es ist } \hat{K}_z = \sum \frac{\hat{P}}{d} (z' - c) = \frac{\hat{F}}{d} (z' - c_0'), \text{ oder}$$

$$\hat{K}_z = \frac{\hat{F}}{d} (z - c_0' - b). \dots \dots \dots (1)$$

Da nun $\hat{A}_z = \frac{\hat{Q}}{l} (z - c_0) = \frac{\hat{Q}}{\lambda d} (z - c_0)$, so wird für die Zugslänge z das \hat{V} ausgedrückt durch

$$\hat{V}_z = \hat{A}_z - \hat{K}_z, \text{ oder auch}$$

$$\hat{V}_z = \frac{1}{d} \left[\frac{\hat{Q}}{\lambda} (z - c_0) - \hat{F} (z - c_0' - b) \right]. \dots (2)$$

Bildlich erscheint \hat{V}_z als die Differenz der Ordinaten der beiden Polygone \hat{A}_z und \hat{K}_z (Blatt G, Fig. 2) und max. \hat{V}_z findet sich an jener Stelle, an welcher die an-

Fig. 1.

Paulischer Träger von 640^{dm} (ad Fig. 3.)

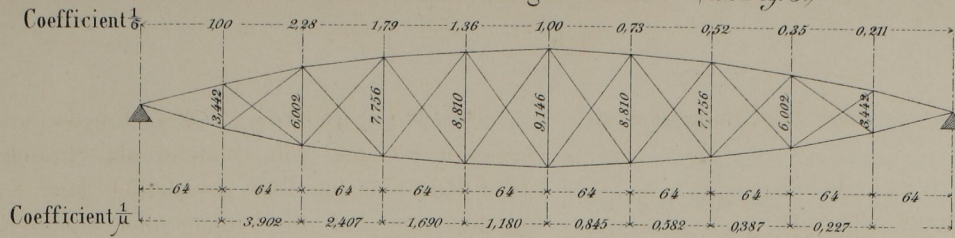


Fig. 2. $\hat{V} = \hat{A} - \hat{K}$

147,35

120,88

96,40

73,83

53,35

35,17

20,42

9,82

3,47

0,00

4,61. 4,75

10,72. 11,00

21,75. 22,20

35,40. 36,10

52,00. 52,60

70,85

92,20

115,00

Fig. 4.

Knotendruck $\hat{K}_0 = \hat{K}_z - 2 \hat{K}_{(z-d)}$

A

C

B

43,10

Fig. 3. $(\hat{A} - \frac{\hat{K}}{u})$ und $(\hat{A} - \frac{\hat{K}}{e})$

Maafsstäbe:

Zu Fig. 2 u. 3. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Längen: } 1^{dm} = 0,4 \text{ mm} \\ \text{Kräfte: } 1^T = 1 \text{ mm} \end{array} \right.$ Zu Fig. 4. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Längen: } 1^{dm} = 0,75 \text{ mm} \\ \text{Kräfte: } 1^T = 1 \text{ mm} \end{array} \right.$

fängliche Divergenz beider Polygone in Convergenz übergeht. Für max. \hat{V}_z ist die Bedingung

$$\frac{d\hat{V}_z}{dz} = 0 \text{ oder } \frac{\hat{Q}}{\lambda} = \hat{F} \text{ oder } \hat{Q} = \lambda \hat{F} \dots (3)$$

zu erfüllen.

Weil das Polygon \hat{K}_z stärker gebrochen ist, als das Polygon \hat{A}_z , so liegt die fragliche Stelle an einem Eck des Polygons \hat{K}_z , welches dadurch entsteht, dass gerade eine Last ins Fach eintritt, beziehungsweise auf $x + d$ steht.

Max. \hat{V}_z ist daher dann vorhanden, wenn im Knoten $x + d$ jene Last sich befindet, welche durch ihr weiteres Vorrücken die Ungleichung

$$\lambda \hat{F} > \hat{Q} \dots (4)$$

ergibt. Hierbei wäre max. \hat{V}_z bereits überschritten.

Es ist leicht ersichtlich, dass das Polygon \hat{K}_z nur die λ -fache Verzerrung des im ersten Fache nächst dem Auflager B liegenden Theiles des Polygons \hat{A}_z ist und dass \hat{V}_z auch dargestellt werden kann durch

$$\hat{V}_z = \hat{A}_z - \lambda \hat{A}_{(z-d)} \dots (5)$$

Wenn durch das Vorrücken der vordersten Last \hat{P}_1 der Lastenreihe \hat{Q} in ein Fach eines gegebenen Fachwerks von der Fachzahl λ der Werth $\lambda \hat{F} > \hat{Q}$ wird, so kann max. \hat{V}_z nur dann entstehen, wenn der linke Knoten nicht belastet, auf den rechten Knoten aber die vorderste Last \hat{P}_1 gestellt wird und man erhält demnach max. $\hat{V}_z = \hat{A}_z$ d. i. gleich jenem Auflagerdruck, welcher der bezeichneten Laststellung entspricht. Führt z. B. auf ein Fachwerk mit 10 Fachen ($\lambda = 10$) der Zug I (Seite 23) auf und wird bloß die Last $\hat{P}_1 = 13,2^T$ in ein Fach vorgeückt, so wird max. \hat{V}_z nur dann eintreten können, wenn $\hat{Q} \equiv \lambda \hat{F} = 132^T$ ist. Aus Tabelle I ist aber zu ersehen, dass hiefür die Stützweite l , welche selbstverständlich grösser als z zu sein hat, grösser als 234^{dm} sein müsste.

Sollten die Lasten \hat{P}_1 und \hat{P}_2 in ein Fach einrücken, so müsste $\hat{Q} \equiv 264^T$ und $l > 608^{dm}$ sein.

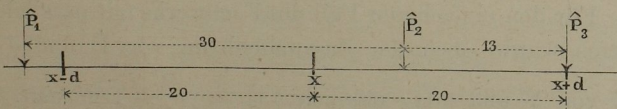
Bei diesen Stützweiten würden aber die genannten Lasten bloß in das nächst A liegende Fach eintreten können: —

Wenn in einem Fachwerk $d < 30^{dm}$ ist und Zug II aufgeföhren wird, bei welchem $c_1 = 30^{dm}$, so kommt, sobald \hat{P}_2 auf den Knoten $x + d$ gestellt wird, \hat{P}_1 in das Fach $x - d$ bis x und das Fach x bis $x + d$ ist ganz leer. In diesem Falle ergibt sich nach Seite 24 in bekannter Weise

$$\hat{V} = \hat{A} - \hat{P}_1.$$

Ist $d = 20^{dm}$, Zug II aufgeföhren und \hat{P}_3 in $x + d$,

Fig. b.



so steht \hat{P}_2 um 13^{dm} links im Fach x bis $x + d$ und \hat{P}_1 zwischen $x - 2d$ und $x - d$ (Fig. b). \hat{P}_1 gibt zwei

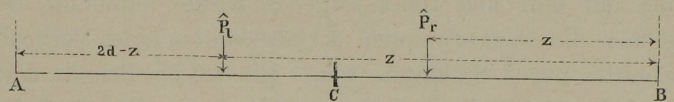
Knotendrucke in $x - 2d$ und $x - d$, welche zusammen gleich \hat{P}_1 sind; ausserdem gibt \hat{P}_2 einen linken Knotendruck gleich $\frac{13}{20} \hat{P}_2$. Die Summe der linken Knotendrucke ist also $\hat{P}_1 + \frac{13}{20} \hat{P}_2$ und somit die Vertikalkraft im Fache x bis $x + d$, welche mit \hat{V}_x bezeichnet sein soll:

$$\hat{V}_x = \hat{A} - (\hat{P}_1 + \frac{13}{20} \hat{P}_2).$$

Die abzuziehenden Lasten sind bei gegebener Fachweite jedesmal leicht zu ermitteln. —

Durch ähnliche Betrachtungen wie diese und deshalb anschliessend an dieselben ist die Belastung \hat{K}_0 eines Knotens C, welcher zwischen dem rechten Fach BC und dem linken Fach AC liegt, sowie die Laststellung, welche max. \hat{K}_0 gibt, aufzufinden (Fig. c).

Fig. c.



Jede Last, deren Abstand von B mit z bezeichnet sein soll, gibt in C einen Knotendruck: wenn sie im rechten Fach steht $\hat{K}_r = \hat{P}_r \frac{z}{d}$, und wenn sie im linken

Fach steht $\hat{K}_l = \hat{P}_l \frac{2d-z}{d} = \hat{P}_l \frac{z}{d} - 2\hat{P}_l \frac{z-d}{d}$.

Die Summe aller dieser Drücke ist

$$\hat{K}_0 = \sum_0 \hat{P}_r \frac{z}{d} + \sum_d \hat{P}_l \frac{z}{d} - 2 \sum_d \hat{P}_l \frac{z-d}{d}, \text{ oder}$$

$$\hat{K}_0 = \sum_0 \hat{P} \frac{z}{d} - 2 \sum_d \hat{P}_l \frac{z-d}{d} \dots (6)$$

Diese beiden Ausdrücke sind wieder in bekannter Weise durch Polygone darzustellen. Der Ausdruck $\sum_0 \hat{P} \frac{z}{d} = \hat{K}_z$ erstreckt sich auf alle Lasten in beiden Fachen. Das Polygon ist mit der Poldistanz d construiert und beginnt in B. Der zweite Ausdruck ist in ähnlicher Weise durch $2\hat{K}_{(z-d)}$ zu bezeichnen; er ist die Verdoppelung des vorigen, erstreckt sich aber bloß auf die Lasten von C bis A und das ihm entsprechende Polygon beginnt in C.

Es ist also $\hat{K}_0 = \hat{K}_z - 2\hat{K}_{(z-d)} \dots (7)$

Wenn man sich die ganze Last beider Fache (\hat{Q}) vorstellt als die Summe der beiden Fachlasten \hat{F}_l und \hat{F}_r und berücksichtigt, dass für max. \hat{K}_0 die Gleichung

$$\frac{d\hat{K}_0}{dz} = 0 \text{ oder } \frac{d\hat{K}_z}{dz} = 2 \frac{d\hat{K}_{(z-d)}}{dz} \dots (8)$$

erfüllt sein muss, und dass $\frac{d\hat{K}_z}{dz} = \frac{\hat{Q}}{d}$ und $\frac{d\hat{K}_{(z-d)}}{dz} = \frac{\hat{F}_l}{d}$ ist, so wird max. \hat{K}_0 dann erhalten, wenn

$$\hat{Q} = \hat{F}_r + \hat{F}_l = 2\hat{F}_l, \text{ oder wenn } \hat{F}_r = \hat{F}_l \dots (9)$$

Es muss also für max. \hat{K}_0 sowohl \hat{F}_r als \hat{F}_l kleiner und so nahe als möglich $= \hat{Q} = \hat{F}_r + \hat{F}_l$ sein, d. h. es ist diejenige Last, welche zur Halbierung der ganzen Last \hat{Q} in zwei Theile getheilt werden müsste, auf den Knoten C zu stellen, damit derselbe am stärksten belastet wird (Blatt G, Fig. 4). —

Ueber die Bestimmung der Spannungen in den einzelnen Theilen eines Fachwerks und besonders in den Gurtungen und Diagonalen desselben mögen folgende Erläuterungen Platz greifen.

Der Zweck der Berechnung des Tragbalkens ist immer die Aufsuchung der in einem Verticalschnitt x vorhandenen, von der Belastung veranlassten inneren Kräfte. Man hat hiezu die drei bekannten Gleichgewichtsgleichungen (S. 14), welche in jedem einzelnen Fall 3 Unbekannte zu finden gestatten.

Da die in einem einzelnen Fachwerksgliede (Stab) bei einem bestimmten Belastungsfall aufgenommene Spannung auf seine ganze Länge unveränderlich ist, weil der Stab mit seiner Axe in den Knotenpunkten befestigt wird und nur dort und sonst nirgends Kräfte aufnimmt, so können die eben erwähnten 3 Unbekannten eines Verticalschnittes nur 3 Stabkräfte sein. Ein solcher Schnitt darf deshalb auch bloß 3 Stäbe treffen, wenn die Aufgabe nicht unbestimmt werden soll, oder es müssen, wenn mehrere Stäbe (Gegendiagonalen) vorhanden sind, die überzähligen durch seitliche Ausbiegung ausser Wirksamkeit treten. —

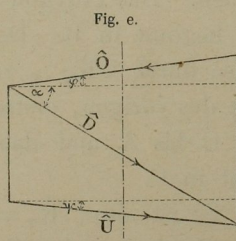
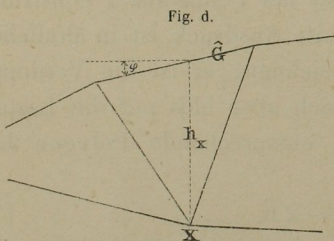
Man legt die senkrechten Schnitte zunächst durch die Knotenpunkte, nimmt den Momenten-Drehpunkt jedesmal in dem getroffenen Knotenpunkt, so dass die Momente aller dort einmündenden Stabkräfte gleich Null werden, und erhält die Gleichung

$$\mathfrak{M}_x = h_x \cdot \hat{G}_x \cos \varphi_x = h_x \cdot \hat{H}_x, \quad \dots (10)$$

aus welcher, weil φ_x und die locale Fachwerkshöhe h_x gegeben sind, die einzige Unbekannte

$$\hat{H}_x = \frac{\mathfrak{M}_x}{h_x} \quad \dots (11)$$

gefunden wird.



Die Horizontalkraft \hat{H}_x oder die horizontale Componente der Gurtungskraft \hat{G}_x wird also erhalten, wenn das \mathfrak{M} des gegenüberliegenden Knotens durch die locale Fachwerkshöhe dividirt wird.

Bei bewegten Lasten hat man begreiflicherweise das Maximum von \mathfrak{M}_x einzusetzen; zur Bestimmung der Gurtungskräfte genügt aber immer die Momentengleichung. —

Zur Berechnung der Diagonalkräfte wird die Gleichung der Verticalkräfte benützt. Es ist nach Fig. e

$$\hat{V}_x = \hat{D} \cdot \sin \alpha + \hat{O} \cdot \sin \varphi + \hat{U} \cdot \sin \psi. \quad \dots (12)$$

Um hieraus bei einem bestimmten \hat{V}_x die Diagonalkraft \hat{D} finden zu können, müssen vorerst die Gurtungskräfte \hat{O} und \hat{U} berechnet sein.

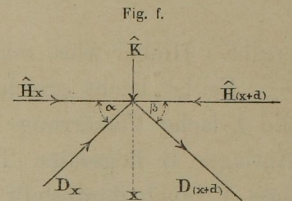
Bei ruhenden Lasten kommt man hiedurch sofort zum Ziele. Bei bewegten Lasten ist es aber unzulässig, die Werthe $\max. \hat{O}$ und $\max. \hat{U}$, welche aus $\max. \mathfrak{M}$ gefunden werden, in eine Gleichung mit $\max. \hat{V}$ einzusetzen, weil beide Maxima verschiedenen Laststellungen entsprechen.

Nur in dem einzigen Fall eines Fachwerks mit parallelen Gurten, wo φ und $\psi = 0$ sind, ergibt sich ohne Weiterung für ruhende Last:

$$\hat{D} = \frac{\hat{V}}{\sin \alpha}, \quad \dots (13)$$

und für bewegte Last $\max. \hat{D} = \frac{\max. \hat{V}}{\sin \alpha}.$

Für das Fachwerk mit parallelen Gurten erhält man unter dem Gesichtspunkte, dass alle Kräfte an einem Knoten (Fig. f) im Gleichgewicht sein müssen, die Gleichung:



$$\hat{D}_x \cos \alpha + \hat{D}_{(x+d)} \cos \beta = \hat{H}_{(x+d)} - \hat{H}_x = \delta \hat{H} \quad \dots (14)$$

und, wenn die eine Diagonale senkrecht steht,

$$\hat{D} \cdot \cos \alpha = \delta \hat{H}, \quad \dots (15)$$

d. h. in jedem Knoten ist die Summe der horizontalen Componenten der Diagonalkräfte der Aenderung ($\delta \hat{H}$) der Horizontalkräfte gleich.

$$\text{Da } \delta \hat{H} = \frac{\mathfrak{M}_{(x+d)}}{h} - \frac{\mathfrak{M}_x}{h} = \frac{\delta \mathfrak{M}}{h} = \frac{\hat{V} \cdot d}{h} = \frac{\hat{V}}{\tan \alpha},$$

so geht begreiflicherweise diese Gleichung in Gleichung (13) über. Es ist $\delta \hat{H}$ die horizontale und \hat{V} die verticale Componente der Diagonalkraft \hat{D} . —

Wie sofort zu ersehen, gelten die Gleichungen (14) und (15) auch für polygonale Fachwerke. Der ganze Unterschied besteht darin, dass hiefür h veränderlich und dadurch $\hat{H}_{(x+d)} = \frac{\mathfrak{M}_{(x+d)}}{h_{(x+d)}}$ wird.

Die ausgeführten polygonalen Fachwerke haben in jedem Fach eine senkrechte Diagonale (Ständer). Für diesen Fall ist:

$$\hat{D} \cos \alpha = \delta \hat{H} = \frac{\mathfrak{M}_{(x+d)}}{h_{(x+d)}} - \frac{\mathfrak{M}_x}{h_x}. \quad (16)$$

Wenn man \mathfrak{M}_x und h_x ohne Index, somit auch $\mathfrak{M}_{(x+d)} = \mathfrak{M} + \delta \mathfrak{M}$ und $h_{(x+d)} = h + \delta h$ ansetzt, so geht Gleichung (16) über in:

$$\delta \hat{H} = \frac{\mathfrak{M} + \delta \mathfrak{M}}{h + \delta h} - \frac{\mathfrak{M}}{h} = \frac{h \cdot \delta \mathfrak{M} - \mathfrak{M} \cdot \delta h}{h(h + \delta h)}. \quad \dots (17)$$

Es ist nunmehr die grösste Anspannung der Diagonalen und hiezu $\max. \delta \hat{H}$ aufzusuchen; mit Hilfe des letzteren Werthes ergibt sich sodann ohne Weiteres auch $\max. \hat{D}$.

Für den einfacheren Fall des Fachwerks mit parallelen Gurten wurde oben der Zusammenhang von \hat{D} und $\delta \hat{H}$ und von \hat{V} und $\delta \hat{H}$, nämlich $\delta \hat{H} = \frac{\hat{V}}{\tan \alpha}$, gezeigt.

Das $\max. \delta \hat{H}$ unterliegt somit ähnlichen Bedingungen wie $\max. \hat{V}$. Das Vorderende der Lastenreihe muss in

der Regel im fraglichen Fach stehen und von sämtlichen linken Knoten ist nur K_x belastet.

Hiebei ist aber

$$\mathfrak{M}_x = \mathfrak{M} = \hat{A} x, \dots \dots \dots (18^a)$$

$$\mathfrak{M}_{(x+d)} = \mathfrak{M} + \delta \mathfrak{M} = \hat{A}(x+d) - \hat{K} d \dots (18^b)$$

$$\text{und } \delta \mathfrak{M} = (\hat{A} - \hat{K}) d. \dots \dots \dots (18^c)$$

Durch Einsetzen dieser Werthe in Gleichung (17) erhält man für das polygonale Fachwerk:

$$\delta \dot{H} = \frac{h \cdot d \cdot (\hat{A} - \hat{K}) - \hat{A} x \cdot \delta h}{h(h + \delta h)} \dots \dots (19)$$

$$\delta \dot{H} = \frac{d}{h + \delta h} \left[\hat{A} \left(1 - \frac{x \cdot \delta h}{d \cdot h} \right) - \hat{K} \right] \dots \dots (19^a)$$

Es ist aber $\frac{x}{d}$ die Nummer des Knotens x vom Auflager A aus gezählt. Wir setzen hiefür η und

$$1 - \frac{x \cdot \delta h}{d \cdot h} = 1 - \eta \frac{\delta h}{h} = u, \dots \dots (20)$$

und nennen das durch die Gestalt des Faches gegebene u den Fach-Coefficienten. Somit ist

$$\delta \dot{H} = \frac{d}{h + \delta h} \cdot u \left[\hat{A} - \frac{\hat{K}}{u} \right] \dots \dots (21)$$

Für max. $\delta \dot{H}$ ist die Bedingung zu erfüllen:

$$\frac{d(\delta \dot{H})}{dz} = 0 \text{ oder } \frac{d\hat{A}}{dz} = \frac{1}{u} \frac{d\hat{K}}{dz} \dots \dots (22)$$

Da nach Früherem $\frac{d\hat{A}}{dz} = \frac{\dot{Q}}{1} = \frac{\dot{Q}}{\lambda d}$ und $\frac{d\hat{K}}{dz} = \frac{\hat{F}}{d}$ ist, so geht diese Gleichung über in

$$\dot{Q} = \frac{\lambda}{u} \hat{F}. \dots \dots (23)$$

Ebenso, wie oben bei Gleichung (4) erörtert, muss $\frac{\lambda}{u} \hat{F} \equiv \dot{Q}$ sein, d. h. es muss der Lastenzug soweit vorrücken, dass das $\frac{\lambda}{u}$ -fache der Fachlast kleiner aber möglichst nahe gleich der Gesamtlast \dot{Q} wird und jene Fachlast, welche $\frac{\lambda}{u} \hat{F} > \dot{Q}$ machen würde, ist im Knoten $x + d$, also rechts vom Fache festzustellen, um in demselben max. $\delta \dot{H}$ zu erhalten. —

Die Fachwerke mit parallelen Gurtungen sind in grosser Anzahl mit Ständern (senkrechten Diagonalen) ausgeführt. Bei Berechnung der Ständerkräfte hat man zu bedenken, dass in jedem Knoten die Ständerkraft, der Knotendruck und die verticale Componente der Diagonalkraft im Gleichgewicht stehen müssen. Die Ständerkraft ist deshalb der Verticalcomponente der Diagonalkraft, d. i. dem \hat{V} entgegengesetzt; sie ist eine auf Druckwirkende Kraft und unterscheidet sich von \hat{V} um den Knotendruck.

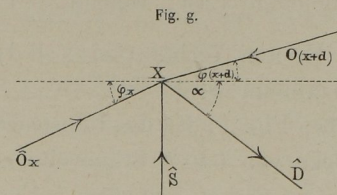
Die ruhende Last tritt in allen Knotenpunkten ein; die derselben entsprechende Anspannung des Ständers unterscheidet sich also vom \hat{V} der Nachbarfäche immer um die Belastung des verbindenden Knotens.

Die Verkehrslast tritt nur in den oberen oder unteren Knoten ein; gerade durch die eintretende Last wird aber

der Wechsel der Anspannungen hervorgerufen. Es ist deshalb die Anspannung des Ständers durch die Verkehrslast gleich dem \hat{V} desjenigen Nachbarfaches, welches mit ihm durch den unbelasteten Knoten zusammenhängt. —

Beim polygonalen Fachwerk wird die Ständerkraft durch die verticalen Componenten der Gurtungskräfte beeinflusst. Es halten sich die beiden Gurtungskräfte, die Diagonalkraft, die Ständerkraft und die Knotenbelastung das Gleichgewicht.

Ist der obere Knoten bei x nicht belastet, so ergibt sich nach Fig. g folgende Gleichung für die Verticalkräfte:



$$\hat{S}_x = \hat{D} \sin \alpha + \hat{O}_{(x+d)} \sin \varphi_{(x+d)} - \hat{O}_x \sin \varphi_x. \dots (24)$$

Behufs abgekürzter Schreibweise werde nun bezeichnet:

$$\tan \alpha = \tau, \tan \varphi_{(x+d)} = \pi_o, \tan \varphi_x = \pi.$$

Aus dem Früheren ergibt sich

$$\hat{D} \sin \alpha = \delta H \cdot \tan \alpha = \tau \left[\frac{\mathfrak{M} + \delta \mathfrak{M}}{h + \delta h} - \frac{\mathfrak{M}}{h} \right],$$

$$\hat{O}_x \sin \varphi_x = \hat{H}_x \tan \varphi_x = \pi_o \frac{\mathfrak{M}}{h},$$

$$\hat{O}_x \sin \varphi_{(x+d)} = \hat{H}_{(x+d)} \tan \varphi_{(x+d)} = \pi \frac{\mathfrak{M} + \delta \mathfrak{M}}{h + \delta h}.$$

Durch Einsetzen dieser Werthe in Gleichung (24) wird erhalten:

$$\hat{S}_x = \tau \left[\frac{\mathfrak{M} + \delta \mathfrak{M}}{h + \delta h} - \frac{\mathfrak{M}}{h} \right] + \pi \frac{\mathfrak{M} + \delta \mathfrak{M}}{h + \delta h} - \pi_o \frac{\mathfrak{M}}{h}. \dots (25)$$

Da in derselben Weise, wie oben bei max. $\delta \dot{H}$ erörtert, das \hat{S}_x nur als eine Erweiterung des \hat{V} zu betrachten ist, so wird max. \hat{S} ebenso aufgesucht wie max. \hat{V} . Es wird nämlich das Vorderende der Lasten im Fache x bis $x + d$ angenommen und sodann \mathfrak{M} und $\delta \mathfrak{M}$ aus Gleichung (18) in Gleichung (25) eingesetzt.

Hiedurch erhält man:

$$\begin{aligned} \hat{S} = \tau \left[\frac{\hat{A}(x+d) - \hat{K} d}{h + \delta h} - \frac{\hat{A} x}{h} \right] \\ + \pi \frac{\hat{A}(x+d) - \hat{K} d}{h + \delta h} - \pi_o \frac{\hat{A} x}{h} \dots \dots (26) \end{aligned}$$

und nach Umgestaltung und Einsetzung von $\eta = \frac{x}{d}$:

$$\hat{S} = \frac{d(\tau + \pi)}{h + \delta h} \left[\hat{A} \left(1 - \eta \frac{\delta h}{h} \cdot \frac{\tau + \pi_o}{\tau + \pi} - \eta \frac{\pi_o - \pi}{\tau + \pi} \right) - \hat{K} \right]. (27)$$

$$\text{Es ist aber } \tau + \pi = \tan \alpha + \tan \varphi_{(x+d)} = \frac{h + \delta h}{d},$$

also der Factor ausserhalb der Klammer = 1. Der Factor des \hat{A} ist durch die Form des Fachwerks und die Nummer η des Knotens gegeben, und werde deshalb als Ständercoefficient und mit σ bezeichnet, also:

$$\sigma = 1 - \eta \frac{\delta h}{h} \cdot \frac{\tau + \pi_o}{\tau + \pi} - \eta \frac{\pi_o - \pi}{\tau + \pi}. \dots (28)$$

Hiedurch erhält die Gleichung (27) die Form:

$$\dot{S} = \dot{A} \sigma - \dot{K} = \sigma \left[\dot{A} - \frac{\dot{K}}{\sigma} \right]. \quad (29)$$

Für max. \dot{S} ist die Bedingung

$$\frac{d\dot{S}}{dz} = 0 \text{ oder } \frac{d\dot{A}}{dz} = \frac{1}{\sigma} \frac{d\dot{K}}{dz} \text{ oder}$$

$$\dot{Q} = \frac{\lambda}{\sigma} \dot{F} \quad (30)$$

zu erfüllen. Wie früher ist die Verkehrslast soweit vorzurücken, dass $\frac{\lambda}{\sigma} \dot{F}$ kleiner, aber möglichst nahe gleich

\dot{Q} wird, und diejenige Last, welche $\frac{\lambda}{\sigma} \dot{F} > \dot{Q}$ machen würde, ist im Knoten rechts (bei $x + d$) festzustellen, damit \dot{S}_x ein Maximum wird.

Auf Blatt G, Fig. 1, ist das Constructionsnetz einer Pauli'schen Brücke von 640^{dm} Stützweite cotirt und sind die Coefficienten μ und σ beigefügt. Fig. 3 stellt das Polygon \dot{A}_z dar, wenn Zug I über diese Brücke rückt. In den einzelnen Fachen sind mit ausgezogenen Linien die Polygone $\frac{\dot{K}}{\mu}$, mit strichpunctirten Linien die Polygone $\frac{\dot{K}}{\sigma}$ eingezeichnet und die Orte und Werthe von max. $\left(\dot{A} - \frac{\dot{K}}{\mu} \right)$ und max. $\left(\dot{A} - \frac{\dot{K}}{\sigma} \right)$ angegeben. Die Orte beider Maxima fallen zufällig in allen Fachen zusammen. —

Die auf Blatt 36 und 37 nach den uns von Herrn Director Gerber gütigst mitgetheilten Plänen dargestellte Pegnitzbrücke hat eine Stützweite $l = 200^{\text{dm}}$ und eine statische Constructionshöhe, Abstand der Gurtungsachsen, $h = 20^{\text{dm}}$. Die Tragwände sind sogenannte einfache symmetrische Fachwerke, welche in den letzten Jahren in Bayern fast ausschliesslich bei grösseren eisernen Brücken verwendet wurden, im vorliegenden Beispiel eingetheilt in 10 Fache von 20^{dm} Weite. Alle Diagonalen liegen daher unter Winkeln von 45°. Gemäss dieser Eintheilung haben die aufeinander folgenden Knoten derselben Gurtung einen Abstand von 40^{dm}. Um nun die Lasten gleichmässiger und in kürzeren Abständen in die Tragwände einzuführen, ist in jedem unteren Knoten die untere und obere Gurtung durch einen Ständer verbunden. Dieser Ständer ist kein Bestandtheil des Fachwerks, sondern nur eine Knotenlaststütze, welche in Bezug auf die ruhende Last das Gewicht von 20^{dm} oberer Gurtung und Fahrbahntafel, bezüglich der Verkehrslast den Maximalknotendruck max. \dot{K}_0 auf den unteren Knoten überträgt (S. 111).

Das Gewicht der Fahrbahntafel ist gewöhnlich ein bedeutender Theil des Eigengewichtes. Bei einer Eisenbahnbrücke besteht dasselbe aus:

a) dem Gewicht der eigentlichen Fahrbahn: Schienen, Schwellen und Dielen. Dieser Theil kann als unveränderlich gegeben betrachtet werden und ist proportional der Länge, d. h. für die Längeneinheit constant;

b) dem Gewicht der Schwellenträger, welches abhängig ist von der Fachweite d , und welches für das gegebene Fach d proportional d^2 , also für die ganze Brücke proportional λd^2 und bezüglich der Einheitsbelastung proportional $\frac{\lambda d^2}{l} = d$ zu setzen ist;

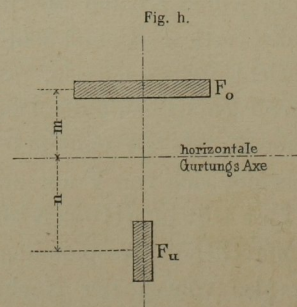
c) dem Gewicht der Querträger, welches abhängig vom Abstand e der Tragwände und e^2 proportional zu setzen ist;

d) dem Gewicht der horizontalen Wind-Verspannung, welche bezüglich der Einheitsbelastung zusammengesetzt zu denken ist aus einer Constanten und einem Theile, welcher proportional l ist.

Hieraus ist ersichtlich, dass das Eigengewicht der Fahrbahntafel jedenfalls durch Verkleinerung der Fachweite d und durch Verringerung des Trägerabstands e vermindert werden kann. Herr Director Gerber geht in letzterer Beziehung von der Forderung aus, dass e zwar so klein als möglich, aber jedenfalls noch so gross sein soll, dass die Brücke stabil gegen den Druck eines tropischen Orkans (2,8^k pr. □^{dm}) ist, d. h. von dem Druck dieses Orkans nicht umgekantet wird.

Bei obenliegender Fahrbahn ist keine Rücksicht auf das Verkehrsprofil zu nehmen, und es kann desshalb der Abstand der Tragwände (e) auf 16 bis 18^{dm} vermindert und diese einander so nahe gerückt werden, als die constructiven Erfordernisse bezüglich der Befestigung der Geleise gestatten. Bei der vorliegenden Brücke ist $e = 16^{\text{dm}}$; Schwellenträger und Querträger sind nicht vorhanden. Die Schwellen werden unmittelbar auf die obere Gurtung aufgelegt und, um die nöthige Auflagerfläche zu erhalten, wird diese Gurtung mit T-förmigem Querschnitt construirt.

Die obere Gurtung wird hiedurch transversal belastet, sie wird durch die Fachlast auf Biegung in Anspruch genommen. Zu den Druckspannungen des Fachwerks erhält die obere Gurtung also in den oberen Fasern noch weitere Druckspannungen, welche sich zu jenen addiren; in den unteren Fasern Zugspannungen, welche sich von jenen subtrahiren. Zur Aufnahme der Biegungsspannungen müssen dem Gurtungs-Querschnitt Beilagen gegeben werden, deren Querschnitte mit F_o und F_u und deren Schwer-



punctsabstände von der Gurtungsaxe nach Fig. h mit m und n bezeichnet sein sollen.

Ist nun M_t das grösste vorkommende Biegemoment der Fachlast und β die zulässige Einheitsspannung, so muss

$$M_t = (m + n) F_o \cdot \beta$$

sein, woraus, weil M_t , m , n und β als berechnet oder gegeben anzusehen sind,

$$F_o = \frac{M_t}{(m + n) \beta} \quad (31)$$

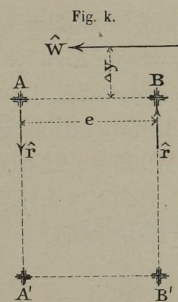
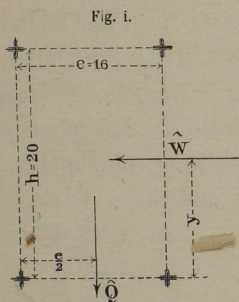
gefunden wird. Die Beilage F_u würde überflüssig sein, weil die Zugspannung der transversalen Belastung entweder die Druckspannung des betroffenen Gurtungstheiles aufheben bzw. vermindern würde, oder es würde, — wenn eben bei fehlender Belastung keine genügende Druckspannung vorhanden wäre, — der betreffende Gurtungstheil für diese Zugspannung zur Verfügung stehen. Wollte man aber eine Beilage F_u nicht geben, so würde der Schwerpunkt des Querschnitts, also auch die Gurtungsaxe verschoben, was zu vermeiden ist. Man gibt deshalb eine Beilage F_u so, dass der Schwerpunkt unverändert bleibt, d. h. dass

$$n F_u = m F_o, \text{ und daher}$$

$$F_u = \frac{m}{n} F_o \text{ wird.} \quad (32)$$

Die Abschnitte 0—I und IX—X der oberen Gurtung haben keine von der Fachwerkgliederung herrührende Spannung. Sie sind genau genommen keine Fachwerkglieder mehr; die Kräfte der beiden Enden werden von den dortigen Enddiagonalen aufgenommen. Es sind daher die beiden Endstücke lediglich als Schwellenträger von 20^{dm} Stützweite anzusehen und zu berechnen. Erst bei Berechnung des horizontalen Fachwerks für den Winddruck functioniren diese Endstücke abwechselnd als Druckgurtungen, je nachdem der Wind von der einen oder anderen Seite auf die Brücke drückt. —

Die Kraft, mit welcher der Wind auf die Brücke wirkt, ist auf Grundlage der auf Seite 28 gemachten Angaben nachstehend zu berechnen.



Der Wind wirke nahezu senkrecht auf die Längsrichtung der Brücke, so dass die Verticalprojectionen (parallel zur Brückenaxe) der Flächen beider Tragwände gleichmässig von demselben getroffen werden. Jedes einzelne Flächenstück sei mit F bezeichnet und der Abstand seines Mittels von der unteren Gurtung mit y . Man findet in \square^{dm} und bzw. in Decim. ausgedrückt als:

Verticale Fläche der	F	y	Fy
unteren Gurtung, doppelt . . .	1080	0	0
Diagonalen und Ständer, doppelt	1536	9,75	14'976
oberen Gurtung, doppelt . . .	1200	20,00	24'000
Plattform, einfach	680	22,6	15'368
Summa:	4496	12,1	54'344

Es ergibt sich sonach eine Gesamtfläche

$$F_1 = 4496 \square^{dm},$$

deren Schwerpunkt von der Axe der unteren Gurtung absteht um $y_1 = 12,1^{dm}$, und ein Moment in Bezug auf diese Axe von $F_1 y_1 = 54344^{dm^3}$.

Dieses $F_1 y_1$ multiplicirt mit der Intensität des tropischen Orkanes, — bei welchem ein Zug auf der Brücke nicht stehen kann —, von $2,8^k$ pr. \square^{dm} , gibt $M'_w = 152,163^{dm.T}$.

Behufs Stabilität der Brücke hat

$$\frac{1}{2} \hat{G} e \equiv M'_w \quad (33)$$

zu sein, worin \hat{G} das Gesamteigengewicht bedeutet, welches hier $28,8^T$ beträgt. Durch Einsetzen der Zahlenwerthe erhält man $\frac{1}{2} \hat{G} e = 230,4^{dm.T}$ und gewinnt somit die Ueberzeugung, dass der gestellten Anforderung genügt ist.

Zu dem obigen F_1 , y_1 und $F_1 y_1$ werden bei belasteten, also mit einem Zuge besetzten Brücken noch die Werthe addirt, welche vom Zug herrühren. Die verticale Fläche des Zuges wird als ein Band von 35^{dm} Höhe in Rechnung gebracht. Somit erhält man in \square^{dm} und Decim.

Verticale Fläche des	F	y	Fy
Brückenoberbaues, wie vorhin	4496	12,1	54'344
Zuges	7000	41,5	290'500
Summa:	11496	30,0	344'844

Die Intensität eines Sturmdruckes, welcher einen Eisenbahnzug zum Stillstand bringt, wird mit $1,5^k$ pr. \square^{dm} in Rechnung gebracht, daher:

Gesamt-Winddruck $\hat{W}_o = 1,5 F_o = 17244^k = 17,244^T$;
Höhe des Schwerpunkts der Gesamtfläche über der unteren Gurtung $y_o = 30^{dm}$;

Moment bezüglich der unteren Gurtung $M_w^o = 51,672^{dm.T}$.

Hieraus ergibt sich der Winddruck pr. laufenden Decimeter der Brücke

$$\hat{w} = \frac{\hat{W}_o}{200} = 0,086^T,$$

und der Abstand des Winddruckmittelpuncts über der oberen Gurtung

$$\Delta y = y_o - h = 10,0^{dm}. \quad (34)$$

Der Mittelpunkt des Winddrucks liegt um Δy über der horizontalen mittleren Ebene des Windträgers AB (s. obige Fig. k).

Wird der Druck \hat{w} in diese Ebene parallel verschoben gedacht, so bleibt (Fig. k) ein Gegenpaar $\hat{w} \cdot \Delta y$ bestehen, welches von rechts nach links dreht, und in Ermangelung anderer Constructionen auf die Fachwände AA' abwärts und auf BB' aufwärts wirkt, so dass im Gleichgewichtsfalle

$$\hat{r} e = \hat{w} \cdot \Delta y \quad \dots \dots \dots (35)$$

zu sein hat.

Bei entgegengesetztem Wind ist selbstverständlich die Wirkung desselben auf die Tragwände die umgekehrte. Es werden also die Diagonalen der (verticalen) Tragwände von dem Druck \hat{r} , die Diagonalen des horizontalen Windträgers vom Druck \hat{w} und alle Gurtungen sowohl vertical von \hat{r} , als horizontal von \hat{w} afficirt und in wechselnder Weise in Druck- und Zugspannung versetzt.

Wenn man nun unter \hat{S} die Anspannung irgend eines Constructionstheiles und zwar unter \hat{S}_p die von der Eigenlast, unter \hat{S}_k die von der Verkehrslast — für den Fall, dass die Verkehrslast ruhend wäre, — unter \hat{S}_w die von dem Winddruck herrührende Anspannung versteht, so ist nach Seite 75 mit Rücksicht auf die Erschütterungen und elastischen Schwingungen die Gesamtspannung von Eigen- und Verkehrslast $= \hat{S}_p + 1,5 \tau \hat{S}_k \dots \dots \dots (36^a)$ zu setzen.

Tritt aber die Wirkung des Windes, bzgsw. eines heftigen Sturmes, welcher die Belastung \hat{w} liefert, hinzu, so wird die Verkehrslast zum Stillstand gebracht; die Züge können sich nicht mehr bewegen. Es kommt also der Coefficient τ in Wegfall und die Gesamtspannung wird $\hat{S}_p + 1,5 \hat{S}_k + \hat{S}_w \dots \dots \dots (36^b)$

Von den beiden Gesamtspannungen (36^a und 36^b) ist die grössere der Berechnung der Constructionstheile zu Grund zu legen. Es ergibt sich aber hiebei sehr selten, dass den Stabquerschnitten des Fachwerks ein Zuschlag wegen der Windspannung gegeben werden muss, und auch bei dem vorliegenden Fachwerk erhalten nur die demselben nicht angehörigen Endstücke der oberen Gurtung 0—I und X—IX diesen Zuschlag.

Die horizontalen Winddiagonalen werden aus der ruhenden Last (\hat{w}) und zwar unter der ungünstigsten Voraussetzung, dass bloß ein Theil der Brücke mit dem Zuge besetzt ist, berechnet, da sie eine sonstige Spannung nicht aufzunehmen haben. Wegen der wechselnden Windrichtung sind alle diese Diagonalen als Druckdiagonalen zu construiren.

Durch den horizontalen Träger pflanzt sich der Winddruck bis an die Enden fort und summirt sich beiderseits zu $\frac{1}{2} \hat{W}_0$. Am Ende sind die beiden Tragwände durch je einen Rahmen mit 2 Diagonalen verbunden. Beide Diagonalen nehmen, die eine auf Zug die andere auf Druck, die Componenten von je $\frac{1}{4} \hat{W}_0$ auf und übertragen diese Kräfte auf die Brückenaufleger, wo dem Horizontal-

druck $\frac{1}{2} \hat{W}_0$ durch die von dem Gesamtauflagerdruck veranlasste Reibung das Gleichgewicht gegen seitliche Verschiebung gehalten wird. —

In den unten folgenden Tabellen sind die hauptsächlichsten statischen Berechnungen für die Brücke zusammengestellt.

ad 1) Das Eigengewicht der Brücke beträgt $\hat{p} = 0,144^T$ pr. Decim., die Verticalkraft der Eigenlast \hat{V}_p in einem Fache ist $\hat{p} (\frac{1}{2} l - x)$, wobei x auf die Fachmitte bezogen wird.

ad 2) Das Moment der Eigenlast $\hat{M}_p = \frac{1}{2} \hat{p} x (l - x)$ wird gefunden, wenn man für x die Abscissen der Knoten einsetzt.

ad 3) Die Maximalverticalkraft \hat{V}_k der Verkehrslast wird nach S. 24 und S. 110 gefunden. Es ist immer eine Last auf den rechtseitigen Knoten ($x + d$) des Faches zu setzen. Die Last \hat{P}_1 des Zuges kann bei 200^{dm} Stützweite den Knoten $x + d$ nicht überschreiten. Man setzt also \hat{P}_1 auf alle Knoten und erhält für das linke Fach $\hat{V} = \hat{A}_1$ mit Hilfe der Tabelle I S. 23.

Die Last \hat{P}_1 des Zuges II gibt kein Maximum und bleibt ausser Ansatz. Wenn \hat{P}_2 des Zuges II auf $x + d$ steht, ist $\hat{V} = A_{II} - \hat{P}_1$ und wird mit Hilfe der Tabelle II S. 23 aufgeschlagen.

Wenn \hat{P}_3 des Zuges II auf $x + d$ steht, ist $\hat{V} = \hat{A}_{II} - (\hat{P}_1 + \frac{13}{20} \hat{P}_2)$ und wird mit derselben Tabelle erhalten.

Die sich hienach für die positiven \hat{V} bei den drei Stellungen der Lasten ergebenden Maxima sind mit (*) bezeichnet. Mit umgekehrtem Vorzeichen sind sie die Maxima der negativen \hat{V} in den symmetrisch correspondirenden Fachen.

ad 4) Um die Maximal-Momente \hat{M}_k der Verkehrslast zu erhalten, ist immer eine Last auf den Knoten x gesetzt, für welchen das \hat{M} berechnet wird. Mittelt des Lastenlineales sieht man, welches die erste Last links und welches die letzte Last rechts ist, sowie um wieviel (Δz) diese letztere von B absteht. In den Tabellen IV, V und VI S. 27 und 28 findet man $\hat{L}b = (\hat{A}l)_L$ in der letzten Reihe rechts, wenn man in der zweiten Reihe die Nummern der auf x stehenden Last aufsucht. Der Werth $(\hat{A}l)_Q$ muss durch Interpolation gefunden werden, indem man vorerst in der Reihe „Lastensumme“ mit \hat{Q} hinabgeht, in der letzten Reihe $(\hat{A}l)_{Q'}$ aufsucht und dazu $\hat{Q} \cdot \Delta z$ addirt. Es ist also $(\hat{A}l)_Q = (\hat{A}l)_{Q'} + \hat{Q} \cdot \Delta z$, und dann (S. 24)

$$\hat{M}_x = (\hat{A}l)_Q \frac{x}{l} - (\hat{A}l)_L. \quad -$$

Die überflüssig berechneten Werthe sind in der nachfolgenden Tabelle weggelassen, und weil alle Werthe von \hat{M}_x und $\hat{M}_{(l-x)}$ die gleiche Berechtigung haben, — denn der Zug kann ja umgekehrt werden —, so sind die gültigen Maxima mit (*) ausgezeichnet.

ad 5) Alle Druckkräfte erhalten das negative, alle Zugkräfte das positive Vorzeichen. Die Gurtungskraft \hat{H}_x ,

Zug	Last in $x + \bar{d}$	\hat{V} im Fache x bis $x + d$	Positives max. \hat{V}_k in dem Fache									
			0—I	I—II	II—III	III—IV	IV—V	V—VI	VI—VII	VII—VIII	VIII—IX	IX—X
I	\hat{P}_1	\hat{A}_I	58,2	47,18	36,74	28,24*	21,58*	15,58*	9,61*	5,15*	1,72*	0,00*
II	\hat{P}_2	$\hat{A}_{II} - \hat{P}_1$	60,51	49,00	37,69	26,88	18,65	10,13	4,33	—	—	—
III	\hat{P}_3	$\hat{A}_{III} - (\hat{P}_1 + \frac{13}{20}\hat{P}_2)$	60,79*	49,76*	37,96*	26,94	16,50	—	—	—	—	—
Zug	Last im Knoten	\hat{V} im Fache	Negatives max. \hat{V}_k in dem Fache									
			IX—X	VIII—IX	VII—VIII	VI—VII	V—VI	IV—V	III—IV	II—III	I—II	0—1

Tabelle 4.

Maximal-Momente der Verkehrslast (\mathfrak{M}_k) in Tonnen-Dec.

Knoten x	I	2	III	4	V	6	VII	8	IX
Last im Knoten x	\hat{P}_3	\hat{P}_3	\hat{P}_4	\hat{P}_5	\hat{P}_6	\hat{P}_7	\hat{P}_7	\hat{P}_8	\hat{P}_9
Aeusserste Lasten	$\hat{P}_2 - \hat{P}_{11}$	$\hat{P}_2 - \hat{P}_{10}$	$\hat{P}_1 - \hat{P}_{10}$	$\hat{P}_1 - \hat{P}_{10}$	$\hat{P}_2 - \hat{P}_{10}$	$\hat{P}_1 - \hat{P}_{10}$	$\hat{P}_1 - \hat{P}_{10}$	$\hat{P}_1 - \hat{P}_9$	$\hat{P}_1 - \hat{P}_9$
$\mathfrak{M}_x = (\hat{A} l)_Q \frac{x}{l} - (\hat{A} l)_L$	1215,2*	2128,2	2750,0*	3067,0*	3119,4*	2967,0	2750,0*	2128,5*	1210,2
Max. \mathfrak{M} (concentrirte Last) .	1215,2	2128,5	2750,0	3067,0	3119,4				
Max. \mathfrak{M} (Lasten - Aequivalent) = $\frac{1}{2} \cdot 0,624 \cdot x (1-x)$. .	1123,2	1996,8	2620,8	2995,2	3120,6				
Differenz	92,0	31,7	129,2	71,8	0,0				
Differenz in Procenten . . .	6,6	2,0	5,3	2,4	—				

Tabelle 5.

Spannungen in Tonnen, Coefficienten, Querschnitte in Quadrat-Dec.

	Stäbe		\hat{S}_p	$1,5 \hat{S}_k$	$\varphi = \frac{\hat{S}_p}{1,5 \hat{S}_k}$	$\sigma = \varphi + \tau$	$F_1 = \frac{1,5 \cdot \sigma \cdot \hat{S}_k}{160}$	F
Gurtungen	0 — 2	8 — 10	+ 6,48	+ 45,57	+ 0,142	1,738	+ 0,495	0,60
	I — III	VII — IX	— 11,52	— 79,81	+ 0,144	1,739	— 0,867	1,06*
	2 — 4	6 — 8	+ 15,12	+ 103,12	+ 0,147	1,741	+ 1,122	1,34
	III — V	V — VII	— 17,28	— 115,00	+ 0,150	1,743	— 1,253	1,30*
	4 — 6	4 — 6	+ 18,00	+ 116,98	+ 0,154	1,746	+ 1,277	1,46
Diagonalen	0 — I	IX — 10	— 9,16 — 9,16	— 64,44 + 0,00	+ 0,142 ∞	1,738 —	— 0,700 — 0,051	0,94
	I — 2	8 — IX	+ 7,12 + 7,12	+ 52,75 — 1,82	+ 0,135 — 3,912	1,735 4,204	+ 0,572 — 0,048	0,64
	2 — III	VII — 8	— 5,09 — 5,09	— 40,23 + 5,46	+ 0,126 — 0,932	1,725 1,615	— 0,446 + 0,055	0,63
	III — 4	6 — VII	+ 3,05 + 3,05	+ 29,93 — 10,19	+ 0,102 — 0,299	1,712 1,526	+ 0,320 — 0,097	0,40
	4 — V	V — 6	— 1,02 — 1,02	— 22,87 + 16,54	+ 0,044 — 0,062	1,677 1,619	— 0,240 + 0,167	0,40

* Ohne den Zusatz für die transversale Inanspruchnahme.

Tabelle 6.

Berechnung der Windspannungen in Tonnen.

$$\hat{V}_w = \hat{w}, \left(\frac{1}{2} l - x\right) + \hat{w}_{,,} \frac{(1-x)^2}{2l}. \quad \text{Es ist } \begin{cases} \text{für die Brücke } \hat{w}_{,,} = 0,034 \\ \text{für den Zug } \hat{w}_{,,} = 0,053. \end{cases}$$

Fachnummer	0 — I	I — II	II — III	III — IV	IV — V
Max. \hat{V}_p	— 8,6	— 6,7	— 5,1	— 3,4	— 1,9
Max. $\hat{D}_p = \frac{\hat{V}_p}{\sin \alpha} = 1,6 \hat{V}_p$	— 13,76	— 10,72	— 8,16	— 5,44	— 3,04

Um von den berechneten „effectiven Zugflächen“ F_1 zu den wirklichen Stabquerschnitten (F), welche der Construction zu Grund zu legen sind, überzugehen, hat man sich vorerst über die Gestalt dieser Querschnitte und deren Zusammensetzung aus den zu Gebote stehenden Eisensorten schlüssig zu machen und sich zu vergegenwärtigen, in welcher Weise dieselben zu einem Ganzen — zu einem Stab — zusammenzufügen und dann mit den übrigen Stäben zu verbinden sind.

Bei allen gezogenen Stäben muss der nothwendige Querschnitt F_1 an der schwächsten Stelle vorhanden sein. Der wirkliche Querschnitt F ist also um diese Verschwächungen stärker zu machen. Ein gezogener Stab, welcher seine Spannungen der Länge nach an einen anderen Theil abgibt, überträgt an jede Niete oder jeden Bolzen einen Theil derselben. An irgend einer Stelle zwischen den Nietstellungen ist daher seine Beanspruchung gleich $\hat{S} - \hat{N}$, d. h. gleich der ganzen von ihm aufgenommenen Spannung weniger dem an die in Frage stehenden Nieten bereits abgegebenen Theile derselben. Man muss daher immer trachten, den Querschnitt so lange nur um eine (oder eine sehr geringe Anzahl) Nieten zu verschwächen, bis soviel von der Gesamtspannung abgegeben ist, dass eine Verschwächung um zwei (bzw. eine grössere Zahl) Nieten zulässig wird.

Bei der Vernietung von Druckstäben werden die Verschwächungen durch die Nietlöcher nicht abgezogen, weil man beobachtet hat, dass eine die Nietöffnung gut ausfüllende Niete die Druckfestigkeit nicht vermindert. Bei allen Vernietungen sind die einzelnen Nietkräfte \hat{N} als parallele Componenten der Gesamtkraft \hat{S} anzusehen. Ihre Summe ($\Sigma \hat{N}$) muss daher der Stabkraft \hat{S} gleich, und die Summe ihrer Momente, bezogen auf die Stabaxe, gleich Null sein. Es ist überdies nothwendig, dass die Nieten möglichst gleichmässig über den Stabquerschnitt vertheilt werden, weil sonst einzelne Streifen des Stabes, welche bereits voll belastet sind, durch Aufnahme weiterer Einwirkungen überlastet werden, und somit eine ungleichmässige Vertheilung der Kräfte über den Querschnitt herbeigeführt wird. Für den Uebergang des Nietdruckes auf die Lochwandungen gilt die empirische Regel, dass letztere einen $2\frac{1}{2}$ mal so grossen Druck ertragen, als das Eisen im Stabquerschnitt. Da die Verschwächung des Stabes sich verhält, wie die Nietdicke d und die übertragene Kraft wie d^2 , so ist klar, dass man immer die zulässig stärksten Nieten anwenden wird, um die Gesamtvernietung auf dem kleinsten Raum unterzubringen.

An der vorliegenden Brücke sind zur Verbindung der Diagonalen mit den Knotenblechen Stahlbolzen in Verwendung gebracht.

Wenn die gedrückten Stäbe keines Zuschlags für den Querschnitt wegen der Nietlöcher bedürfen, so ist doch eine um so grössere Querschnittsvermehrung gegen seitliche Ausbiegung, also wegen der Knickung, nothwendig.

Es ist aber

$F = \mu F_1$ zu nehmen, worin μ den Coefficienten

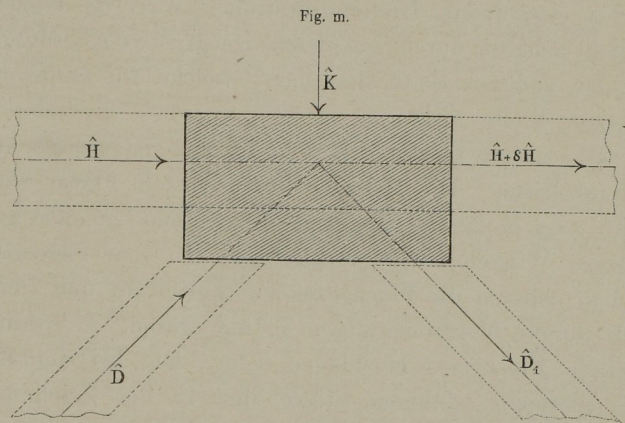
$$\mu = 1 + \nu \frac{F}{\Theta} a^2 \quad (\text{S. 11})$$

bedeutet.

Es gehört einige Uebung dazu, um ohne zu viele Versuche den Knickungsquerschnitt richtig zu bestimmen. Eine gewisse Erleichterung bietet hiebei die empirische Formel $b = \sqrt[3]{\frac{F_1 a}{1,4}}$, durch welche man die Querschnittsbreite b festsetzen kann, so dass das Auffinden der nöthigen Querschnittsausmaasse wesentlich erleichtert wird.

Die Querschnitte F , welche in dieser Weise und nach Seite 105 u. ff. bestimmt und der Construction zu Grund gelegt wurden, sind oben in Tabelle 5 eingetragen. —

Die wichtigsten Constructionsorte eines Fachwerks sind die Knotenpunkte. Es kommt dort



von einer Seite eine Gurtungskraft \hat{H} und eine Diagonalkraft \hat{D} an, zu welchen ferner eine Knotenlast \hat{K} hinzutritt (Fig. m). Hiedurch wird vorerst die verticale Componente der abgehenden Diagonale \hat{D}_1 vermindert, während die Gurtungskraft durch die Summe der beiden horizontalen Componenten (um $\delta \hat{H}$) vergrössert wird und sonach den Knotenpunkt in einer Grösse von $\hat{H} + \delta \hat{H}$ verlässt.

Bei den statischen Untersuchungen wird der Knotenpunkt als ein mathematischer Punkt betrachtet; er ist jener Punkt, in welchem die Mittelkräfte aller Einwirkungen bei richtiger Anordnung zusammenkommen. Bei der Construction wird der Knoten durch einen den aufzunehmenden Kräften angemessenen Körper gebildet.

Der Grundbestandtheil dieses Körpers ist das Knotenblech, in dessen mittlerer Ebene alle Kraftaxen liegen müssen. Es sind desshalb alle im Knoten eintretende Stäbe symmetrisch zu dieser Ebene aufzubauen. Die Gurtungen bestehen aus zwei symmetrischen Hälften, welche das Knotenblech zwischen sich aufnehmen. Die von den Diagonalen herrührende und auf das Knotenblech übertragene Mehrung der Horizontalkraft $\delta \hat{H}$ wird durch eine entsprechende Anzahl von Nieten oder Bolzen vom Knoten-

blech auf die Gurtungsquerschnitte übertragen. Der Uebergang der Diagonalkräfte in das Knotenblech findet entweder in derselben Weise statt, indem der Querschnitt der Diagonalen aus symmetrischen, dasselbe umschliessenden Hälften besteht, welche unmittelbar an ihm befestigt werden, oder es dienen dazu Laschen als Verbindungsmittel. Letzteres geschieht immer bei den reinen Zugdiagonalen, also bei solchen, welche nie Druckkräfte enthalten. Die Druckdiagonalen erhalten wegen der Knickungsfestigkeit immer Querschnitte mit grösserer Ausdehnung senkrecht zur Kraftebene; diese Querschnitte sind fast immer kreuzförmig; im vorliegenden Fall sind die Diagonalen aus je zwei Winkeleisen construiert. Der parallele Schenkel überträgt seine Kraft direct auf das Knotenblech; der senkrechte Schenkel überträgt sie auf eine Winkellasche (Hilfswinkeleisen) und durch diese auf das fragliche Blech. Das hiebei, durch die Verschiebung einer Kraft aus ihrer Lage, auf einer Seite des Knotenbleches verursachte Drehungsbestreben wird im Gleichgewicht gehalten durch eine gleiche constructive Anordnung auf der anderen Seite desselben, welche im entgegengesetzten Sinne wirkt.

Die untere Gurtung besteht im äussersten Feld aus 4 Winkeleisen. Die Mehrung im nächsten Fache wird durch zwei horizontal eingelegte Flacheisen-Lamellen und grössere Winkeleisen bewerkstelligt. In den folgenden Fachen nehmen die Flacheisenquerschnitte zu, und wenn noch weitere Vergrösserungen nöthig wären, so würden verticale Flacheisen einzulegen sein. Die bei der Zusammensetzung nöthigen Stösse sind in der Zeichnung genügend ersichtlich.

Die Construction ist so angeordnet, dass einzelne Glieder in der Werkstätte vollständig zusammengesetzt werden können, so dass die Montirung der Brücke blos im Zusammenfügen grösserer Theile besteht.

Die äussersten Theile der oberen Gurtung sind lediglich T-förmige Blechträger. In den Fachen zwischen I und IX ist dieser Blechträger zur Aufnahme des Knotenbleches in zwei symmetrische Hälften getheilt, und zur Aufnahme der transversalen Belastung ist der Kopf des T-Querschnittes mit Horizontalblechen und der Fuss mit zwei Verticalstreifen verstärkt.

Der horizontale Windträger ist nach denselben Grundsätzen construiert. Da es aber nicht möglich ist, die Windknotenbleche ganz durch die Gurtungen hindurch dringen zu lassen, ohne die Hauptknotenbleche (der Tragwände) zu durchschneiden, so sind die ersteren nur seitlich an die Gurtungen, aber immerhin in der Horizontalebene der Gurtungsachsen, angeheftet.

In gleicher Weise sind die Rahmendiagonalen an die Rahmenknotenbleche und diese mittelst verticaler Winkel an die Hauptknotenbleche befestigt.

Die Winddiagonalen bestehen, entsprechend den geringeren Kräften, blos aus einfachen Winkeleisen, deren

Axe begreiflicherweise der Winkelkante viel näher liegt, als dem äusseren Rande eines Schenkels.

Die Brücke ruht auf Kipplagern, welche auf der einen Seite auf festen Gussstühlen, auf der andern auf Rollstühlen lagern. Näheres hierüber und bezüglich der Ueberhöhung der Gurtungen findet sich auf Seite 109.

Blatt 37 und 38.

Eiserner Senkkasten für die pneumatische Foundation der Eisenbahnbrücke über die Donau bei Donauwörth.

Bei der grossen Bedeutung, welche gegenwärtig pneumatische Foundationen für Herstellung von Brücken haben, wollen wir nicht unterlassen, das Wesentlichste über dieselben durch Text und Zeichnungen anzufügen, und da gerade die Pfeiler mehrerer bedeutender eiserner Brücken auf pneumatischem Wege fundirt wurden, so schalten wir die Angaben über die Entstehung, Ausbildung und über ein der neuesten Zeit angehörendes Beispiel dieser Foundationsweise hier ein.

Tiefe Foundationen und besonders die Foundationen von Brückenpfeilern gehören zu den theuersten Arbeiten des Ingenieurs. Bis in eine verhältnissmässig sehr neue Zeit haftete diesen Arbeiten überdies der Mangel der Unsicherheit an.

Durch die Betonfoundation trat allerdings eine wesentliche Verbesserung in der Gründung derartiger Bauwerke ein, aber noch zu Anfang unseres Jahrhunderts waren ausser Puzzolanerde und Trass wenig Materialien zur Bereitung von hydraulischem Mörtel bekannt. Wenn nun auch die Erzeugung der hydraulischen Kalke und Cemente eine hohe Vollkommenheit erreicht hat, so genügt dies allein nicht, um sicher in grosse Tiefen fundiren zu können.

Die in solchen Fällen fast allein übliche Foundationsmethode auf Pfahlrost gestattete zwar, die Tragfähigkeit tiefer liegender Bodenschichten in Anspruch zu nehmen, und mit Hilfe des Senkkastens und der Grundsäge (Cessart 1756) war es möglich, das Niveau des Rostes bis zu 7^m unter den Wasserspiegel zu legen; es wurde aber damit nur eine relativ grössere, jedoch keine vollkommene Sicherheit erreicht und manche Beispiele zeigen, dass durch starke Strömungen derartige Foundationen aus- und unterspült und zum Umsturz gebracht wurden.

Der Gedanke des französischen Berg-Ingenieurs Triger, comprimirt Luft für die Zwecke des Fundirens zu verwenden, bzgsw. dem hydrostatischen Druck durch comprimirt Luft das Gleichgewicht zu halten, brachte eine epochemachende Umwälzung im Tief-Fundiren hervor, und die zu erreichende Tiefe ist heute blos noch davon abhängig, unter welchem Luftdruck Personen zu leben und Arbeit zu verrichten im Stande sind. Bei der Brücke über den Missouri bei St. Louis ist bis zu einem Wasserdruck von 33,7^m gearbeitet worden.

Triger stellte zuerst im Jahre 1839 auf einer Loire-Insel bei Chalons einen bergmännischen Schacht im schwimmenden Gebirg durch Einsenken eines eisernen, mit comprimierter Luft gefüllten Rohres von 1,05^m Weite her. Er erstattete im November 1841 und Februar 1845 der französischen Academie Bericht über seine Erfindung und deren Verwendbarkeit zur Foundation von Brückenpfeilern; dieselbe fand aber vorläufig keine Beachtung, wiewohl in der nächstfolgenden Zeit Taucherschiffe — erweiterte Taucherglocken — mit angesetzten Einsteigrohren mehrfach zu Arbeiten unter Wasser verwendet wurden.

Als im Jahre 1851 die Bauunternehmer der Brücke bei Rochester in England nach dem Pott'schen Saugpfahlsystem fundirten, hiebei auf die Bruchstücke einer älteren Foundation stiessen und nun wegen Durchführung der begonnenen Arbeit in grosser Verlegenheit waren, erinnerte sich einer ihrer Beamten des Vorganges mit dem Taucherschiff und dies gab Veranlassung, dass die sämtlichen Fundamentrohre dieser Brücke nach Triger's Methode eingesenkt und die Foundation vollkommen zu Stand gebracht wurde.

Hierauf erhielt Triger im Jahre 1853 von der Academie den grossen Preis und es wurden nun in rascher Folge mehrere bedeutende Foundations nach seiner Erfindung ausgeführt, nämlich zunächst die beiden Brücken Brunel's über den Wye bei Chepstow und über den Tamar bei Saltash, sodann die Brücke von Argenteuil über die Seine, von Bordeaux über die Garonne, von Moulins über den Allier, von Macon über die Saone, von Szegedin über die Theiss u. a. m.

Bei der Rochester-Brücke bildeten 14 gusseiserne, aus einzelnen Trommeln zusammengeschraubte Rohre die Unterstützung des gemauerten Brückenpfeilers ganz in derselben Weise, wie die Pfähle einer Pfahlrostfoundation.

Das Gusseisen wurde bald vom Schmiedeeisen verdrängt, die Rohre bekamen grössere Dimensionen und wurden meist paarweise als Brückenpfeiler bis zum Auflager der Brückenträger hinaufgeführt.

Der wichtigste Bestandtheil bei diesen Rohrfoundationen ist die Luftschleuse, eine möglichst kleine Kammer mit einer Thüre oder Klappe gegen das Rohr und einer zweiten ins Freie, welche die Verbindung zwischen dem äussern und innern Raum für Menschen und Materialien vermittelt, sobald das Rohr mit comprimierter Luft gefüllt ist und von einem ununterbrochen arbeitenden Luftcompressor nach Erforderniss mit solcher gefüllt erhalten wird. Da ein derartiges Rohr ein im Verhältniss zu seiner zukünftigen Belastung, geringes Gewicht hat und überdies durch die comprimerte Luft einen starken Auftrieb erleidet, so kann es nur durch die geschickte Verwendung einer grossen Belastung auf die nöthige Tiefe versenkt werden. Im Innern der Rohre wird der trocken gelegte Boden ausgegraben, das ausgehobene und in geeignete Eimer eingefüllte Material mittelst einfacher Aufzugvorrichtungen

und von Hand aus durch die Luftschleuse beseitigt und die Aushebung gleichmässig mit der Einsenkung fortgesetzt. Nach Beendung der Senkung wird der Hohlraum mit Beton und Mauerwerk ausgefüllt.

Ausser der bemerkten Unbequemlichkeit der Handhabung einer grossen, künstlichen Belastung ergeben sich bei dieser Foundationsweise noch weitere Uebelstände. Der Arbeitsraum ist im Verhältniss zum Rohrtraume ein geringer, hiedurch die Arbeit eine langwierige und, weil die Beschaffung von comprimierter Luft grosse Kosten verursacht, auch sehr theuer. Das Senken mehrerer, nahestehender Rohre musste entweder gleichzeitig geschehen, oder es war zu befürchten, dass die Foundation gefährlich oder unsolid wurde.

Allen diesen Uebelständen wird nun durch die Arbeitskammer oder den Caisson abgeholfen, welcher zuerst bei der Brücke über den Rhein bei Kehl von Fleur-Saint-Denis (1858) angewendet wurde. Die Rohre werden durch diesen Caisson unter sich verbunden und die Decke desselben ist die Basis des zu fundirenden Mauerpfeilers. Die horizontale Ausdehnung des Arbeitsraumes ist möglichst gross; die Höhe richtet sich nach den Umständen und soll so bemessen sein, dass bei allenfallsigem plötzlichen Eindringen in den Untergrund noch eine zureichende Arbeitshöhe übrig bleibt. Die künstliche Belastung fällt weg und es dient der auf der Caissondecke aufgemauerte Mauerpfeiler als natürliche Belastung. Die Rohre, welche nur noch als Verkehrsanäle dienen, können in ihrer Zahl und Dimension beschränkt werden. Bei Brückenpfeilern von gewöhnlichen Dimensionen werden in der Regel zwei Rohre angewendet. Es liegen aber auch Beispiele vor, dass ein drittes Rohr bis zum Unterrand des Caisson's hinabgeführt und ohne Verschluss hergestellt wurde, so dass in demselben eine mit dem innern Druck balancirende Wassersäule aufstieg. In dieses Rohr wurde ein Paternoster-Bagger eingestellt und in ihm das von der Arbeitskammer aus zugeschobene, ausgegrabene Material ohne Durchschleusung heraus gefördert. Bei diesem Verfahren der Materialbeseitigung haben sich jedoch so viele Unzukömmlichkeiten herausgestellt, dass es in neuester Zeit nicht mehr in Anwendung gebracht worden ist.

Die Rohre müssen mit fortschreitender Einsenkung verlängert werden. Da dieselben oben durch die Luftschleuse abgeschlossen sind, und diese bei jeder Verlängerung abgenommen werden muss, so wäre hiebei jedesmal ein Ablassen der comprimierten Luft nöthig, wenn man nicht an der unteren Rohrmündung eine Klappe anbrächte, welche für den Zweck der Rohrverlängerung jedesmal geschlossen wird.

Es liegen auch einzelne Beispiele vor, bei welchen die Luftschleusen am unteren Rohrende angebracht, der Rohrtraum also in das Freie verlegt ist, so dass der Raum für comprimerte Luft kleiner wird und die Rohrverlängerung ohne alle Störung vorgenommen werden kann.

Letzteres Verfahren kann blos bei sehr grossen Caissons Platz greifen und es muss mindestens ein genügend weites Rohr seine Schleuse über dem Wasserspiegel haben, weil sonst beim Versagen des Compressors oder der Verschlüsse sämtliche Arbeiter der Gefahr des Ertrinkens ausgesetzt wären.

Um die Vervollkommnung der Luftschleusen hat sich der französische Bauunternehmer Castor wesentliche Verdienste erworben. Durch die bequeme Anordnung der Schleusenöffnungen, durch compendiöse Anordnung der einzelnen Bestandtheile und besonders durch die Anbringung je zweier Schleusenkammern an jedes Rohr wurde es möglich, einen raschen und ununterbrochenen Arbeitsbetrieb zu erzielen. Bei der Castor'schen Schleuse sind alle Wandungen kreisrund und alle 4 Thüren um verticale Axen drehbar.

In unserem vorliegenden Beispiel (Blatt 37 und 38) sind die inneren Thüren (bb, Figur 5) vertical bewegliche Schieber, welche der leichteren Handhabung wegen durch Gegengewichte balancirt sind. Die äusseren Thüren (aa) sind Drehthüren und an einer ebenen Wand angebracht, um einen möglichst vollkommenen Schluss zu erzielen.

Das Rohr (cc) enthält ausser der an der Wand angeschraubten Steigleiter (d) die beiden Führungen (e) für einen vertical auf und ab gehenden Förderrahmen, welcher in zwei Etagen zwei Förderkübel à 0,022 Kb^m aufnimmt. Die Förderrolle befindet sich im obersten Raum der Mittelkammer und wird von innen mittelst Frictionskupplung und Bremse auf der Welle dirigirt, welche ihre Bewegung durch Maschinen- oder Menschenkraft von aussen erhält. Je 8 Kübel, welche durch die offene Schubthüre in die Aussenkammer eingestellt werden, bilden eine Kammerfüllung. Hierauf wird die Schubthüre geschlossen, die äussere Drehthüre geöffnet und das Aushubmaterial ausgeworfen. Während dieser Zeit functionirt die andere Kammer zur Materialaufnahme. Bei normalen Verhältnissen und Maschinenbetrieb wurden mit einer Belegschaft von 62 Mann in 24 Stunden 3300 Kübel gefördert.

Der Caisson (Arbeitskammer) der Donauwörther neuen Donaubrücke (A) hat als Grundform ein Rechteck mit zwei halbkreisförmigen Ansätzen und ist im Lichten 45,8^{dm} breit, 196,3^{dm} lang, 22,02^{dm} hoch; die äussere Höhe ist 26,8^{dm}, da die Wand etwas über die Deckenträger hinaufreicht; sein ganzes Gewicht beträgt 36^T. Derselbe ist für eine Senkung auf 90^{dm} unter Null-Pegel berechnet. Bei tiefstem Stand, leerer Kammer, offener Schleuse und einem Wasserstand von 15^{dm} über Null-Pegel beträgt der Druck des Mauerwerks und des Wassers auf die Deckenconstruction 246^T oder 0,179^T pr. □^{dm}.

Dieser grösste Druck wird von einem Netzwerk von Trägern aufgenommen und auf die verticalen Streben der Kammerwand übertragen. Bei Füllung mit comprimirt Luft wirkt diese als elastisches Polster und überträgt einen Theil des Drucks auf den Untergrund. Es sind Haupt-

träger (Quer- und Radialträger gg), dazwischen Längsträger und noch weiter schwächere Zwischenquerträger angeordnet. An der Unterfläche dieses Trägernetzwerks ist das Deckblech (f) von 10^{mm} Dicke angenietet.

Der Raum über dem Deckblech zwischen den Trägern wird mit Beton (p, Fig. 6) ausgefüllt.

Die Kammerwand (ii) von 6^{mm} Dicke hat den grössten hydrostatischen Druck bei offener Schleuse auszuhalten. Dieselbe ist gestützt durch die verticalen Versteifungen, welche oben in Verbindung mit den Trägern stehen und deren Druck aufnehmen und unten an eine horizontale Ringgurtung (hh) befestigt sind. Auf diese Weise ist der zwischen den Versteifungen bleibende Theil der Wandung vom Verticaldruck ganz befreit, und diese hat blos Diagonalspannungen auszuhalten, wenn durch ungleichmässige verticale Drücke eine Verschiebung angestrebt würde. Solche Ungleichmässigkeiten in den Verticaldrücken entstehen thatsächlich und in bedeutendem Maasse, wenn der Caisson beim Senken Material von ungleicher Widerstandsfähigkeit durchschneidet. Bei diesen Vorkommnissen wäre das verwendete Wandblech nicht ausreichend; es ist deshalb von der Ringgurtung abwärts ein stärkeres Wandblech (kk), 6,8^{dm} hoch und 14^{mm} dick, angeordnet und durch die nach unten fortgesetzten Verticalversteifungen verstärkt. Dieses Blech, das Schneidblech, ist schon durch seinen Namen genügend bezeichnet. Die ganze Schneidvorrichtung muss im Stand sein, ganz local concentrirte Spannungen aufzunehmen; sie ist deshalb bei sehr grobem und widerstandsfähigem Material sehr stark zu halten und mit besonderer Aufmerksamkeit zu behandeln.

Die Verticalstützen (m) bestehen bei den secundären Querträgern (ll) blos aus einem 70 auf 8^{mm} starken Blech, welches mit Winkeln an der Wandung angenietet ist. Bei den Hauptquerträgern ist ein consolatartig vorspringender, starker Träger (n) angeordnet. Der Raum zwischen Ringgurtung und Decke einerseits und zwischen Wand und Consolvorsprung andererseits ist mit sorgfältig hergestelltem Ziegelmauerwerk (o, Fig. 6) ausgefüllt, welches durch Bogensprengung hauptsächlich auf die Verticalstützen aufgelagert wird. Durch diesen Mauerkörper erlangt das Ganze eine grössere Steifigkeit und ein für den Anfang wichtiges, grösseres Gewicht.

Um eingedrungenes Wasser schnell beseitigen zu können, wird ein verschliessbares Rohr angebracht, welches von der Tiefe des Schneidrandes über das Niveau des Aussenwassers hinaufreicht. Wird das Rohr geöffnet, so wird das Wasser durch den Druck der comprimirt Luft durch dasselbe ausgetrieben.

Das Gewicht eines derartigen Caisson's ist so bedeutend, dass man denselben, um mühsame und kostspielige Vorkehrungen zu ersparen, auf seinem Standort zu montiren genöthigt ist. Der Fall, dass dieser Standort trocken liegt, ist nur selten. In der Regel befindet sich derselbe in mehr oder weniger tiefem Wasser und unter ihm eine

unregelmässige Oberfläche von ungleicher Widerstandsfähigkeit. In diesem Fall wird ein zureichend tragfähiges Gerüst geschlagen, darauf der Caisson montirt und an Ketten (q) niedergelassen. Zu diesem Behuf erhält derselbe gabelartige Ansätze (r) zum Befestigen der Ketten, an welchen er so lange eingehängt bleibt, bis seine Einsenkung in den Boden soweit vorgeschritten ist, dass durch die Ausgrabung im Innern das weitere gleichmässige Senken regulirt werden kann. Bei kiesigem Untergrund tritt dieses Stadium schon bei einer Senkung von $1\frac{1}{2}$ m ein. Die Aufhängegabeln (r) werden sodann im Innern der Arbeitskammer losgeschraubt und beseitigt; die in der Caissonwand entstehenden Löcher aber mit Holzstopfeln zugeschlagen.

Sobald der Caisson nicht mehr gesenkt werden soll oder kann, wird, immer noch unter comprimierter Luft, die ganze Kammer mit Beton und Mauerwerk vollkommen satt ausgefüllt. Wenn das Pfeilermauerwerk gehörig wasserdicht und mit Belassung eines kleinen Spielraums gegen das Rohr hergestellt worden ist, so kann letzteres nach Beendigung der Kammerausfüllung losgemacht und in die Höhe genommen werden. —

Als Beispiel einer fertigen pneumatischen Foundation fügen wir in der Zeichnung (Fig. 6) den Querschnitt eines Brückenpfeilers der Lechbrücke bei Rain bei. Soweit das Mauerwerk schraffirt ist, wurde dasselbe für die Senkung aufgemauert; das nicht schraffirte ist nach Vollendung der Foundation hergestellt worden.

Blatt 39 und 40.

Bahnbrücke über die Rodach.

(Linie Hochstadt-Stockheim.)

Unter den Fachwerkbrücken mit gebogenen Gurten nehmen die nach dem „System Pauli“ construirten in statischer und constructiver Beziehung eine hervorragende Stelle ein. *)

Nach dem Principe angeordnet, dass die polygonförmigen Gurten, welche von bestimmten, zu einander symmetrischen Curven umhüllt werden, für eine bestimmte Maximalbelastung nach ihrer ganzen Länge eine constante Spannung aufzunehmen haben, ist hiedurch bei gleichbleibender zulässiger Anspruchnahme pr. □ Einheit die Beibehaltung der gleichen Form und Grösse des Querschnitts für die Gurtungen ermöglicht. Die Ausfüllung zwischen den an ihren Enden direct verbundenen oberen und unteren Gurtungen, — den Druck- und Spanngurten, da es sich vorerst nur um discontinuirliche Träger handelt —, besteht aus verticalen Pfosten und Diagonalbändern. An den Pfosten, zwischen, über oder unter den Gurtungen werden die Querträger der Fahrbahn befestigt, so dass

auch hier bezüglich der Anordnung der letzteren freier Spielraum gewährt ist und dabei Lastpunkte mit Knotenpunkten zusammenfallen. Durch die Zugbänder, von denen immer nur das eine oder andere in Function tritt, je nachdem die Belastung von der oder jener Seite gegen die Brücke vorrückt, werden Verschiebungen der einzelnen, durch die Verticalen und durch die Gurtungsstücke gebildeten Vierecke vermieden. An den Enden ist der Träger durch Dreiecke abgeschlossen, wesshalb hier die Zugbänder wegfallen und dabei ein Constructionsnetz entsteht, wie solches durch Fig. 3, Taf. 39, gegeben ist. —

Die erste nach diesem Systeme erbaute, im Jahre 1857 vollendete Brücke war die Eisenbahnbrücke über die Isar, — einige andere kleinere Brücken auf bayerischen Bahnen sind zwar nach Herrn v. Pauli's Angaben, aber nicht nach dem in Frage stehenden Systeme hergestellt —, welche bei Grosshesselohe die München-Rosenheimer Bahn in beträchtlicher Höhe über den genannten Fluss führt. Die bedeutendste Anwendung hat dieses System seither bei der Mainzer Rheinbrücke gefunden, deren einer Theil für das eine Geleise der hessischen Ludwigsbahn in den Jahren 1860 bis 1862 hergestellt wurde. Diese Brücke hat 32 Oeffnungen, nämlich vier Hauptöffnungen von je 101,29^m lichter Weite und 105,21^m Stützweite, 6 Fluthöffnungen von 33,5^m, 13 Oeffnungen von 15,0^m, 2 Oeffnungen von 25,0^m und 7 Oeffnungen von 15^m lichter Weite.

Ausserdem wurden aber eine grosse Anzahl anderer und zum Theil sehr bedeutender Brücken nach diesem Systeme ausgeführt, unter denen die Brücke über die Donau bei Deggendorf wegen der glücklichen Gesamtanordnung eine besondere Erwähnung verdient. —

Für die Vorlegeblätter haben wir die über die Rodach führende Bahnbrücke der Linie Hochstadt-Stockheim und eine in der jüngsten Zeit über den Lech bei Schongau hergestellte Strassenbrücke aus verschiedenen Gründen gewählt, indem erstere die Anordnung schiefer eiserner Brücken im Allgemeinen, speciell aber innerhalb des Systems, dem sie angehört, die Anordnung der Fahrbahn zwischen den beiden Gurten und unterhalb der unteren derselben repräsentirt, gleichzeitig aber die für Bahnbrücken gebräuchliche Construction der Quer- und Schwellenträger gibt, während die zweite der dargestellten Brücken die Anordnungsweise der Fahrbahn über der oberen Gurtung und die in neuerer Zeit vielfach verwendete Construction der Blechbögen zur Aufnahme der Schotterdecke für Strassenbrücken ersehen lässt. Durch Vergleichung beider Brücken wird man aber leicht die constructive Weiterbildung erkennen, welche sich bei verschiedenen Details ergibt. —

Die Haupttragwände der Rodachbrücke haben eine Stützweite von 35,0^m und eine grösste geometrische Höhe von 5,0^m. Der Abstand derselben, zwischen welchen die eingleisige Bahn von Quer- und Längsträgern auf-

*) Dieses System wurde im Jahre 1856 durch die Herren Oberbaudirector Pauli und Professor Dr. C. M. Bauernfeind festgestellt und später ausschliesslich nach dem Ersteren benannt.

genommen wird, beträgt von Mitte zu Mitte $4,40^m$; jede derselben besteht incl. den beiden dreieckigen Abschlüssen aus 9 Feldern, von welchen die viereckigen einen Abstand der verticalen Pfosten von $4,0^m$, die dreieckigen Felder aber einen solchen von $4,68^m$ und $2,32^m$ von dem Schnittpunct der beiden Gurtungs-Schwerpunktlinien bis zum folgenden oder vorhergehenden Pfosten haben. Durch diese Eintheilung in einzelne Felder, deren gegenseitige Lage, wie in Fig. 1 angegeben, gewählt wurde, ist es ermöglicht, die Ebene der Mittellinien zweier zusammengehöriger Pfosten senkrecht auf die Bahnaxe zu stellen und hiemit alle Schwierigkeiten, welche schiefe Brücken ausserdem veranlassen, zu vermeiden.

Der Druckbogen (a) einer Hauptrippe besteht aus vier zu einem kastenförmigen Querschnitt verbundenen Winkeleisen, die durch seitlich aufgenietete durchlaufende Flacheisen, welche an den Stössen durch Platten überdeckt sind und durch stellenweise oben und unten aufgeschraubte Verbindungsbleche (b) vereinigt sind; der Spannbogen (d) ist aus auf einander liegenden Flacheisen, die durch konische Bolzen mit einander verbunden sind, zusammengesetzt. Zur Vermeidung einer zu grossen Dicke dieses Eisenbandes sind deren zwei neben einander gelegt. Diese Flacheisen sind abwechselnd gestossen und die Stösse mit beiderseitigen Platten überdeckt. Die Verbindung der beiden Gurtungen vermittelt der Bogenschuh (c), welcher einerseits den Scheerkräften hinreichenden Widerstand leisten muss, andererseits aber eine genügende Fläche zur Befestigung der beiden Bögen zu bieten hat. Nach diesen Forderungen ist der Bogenschuh in der durch Fig. 14 und 15 mit voller Deutlichkeit dargestellten Weise gebildet.

Die verticalen Pfosten (e, e) sind aus vier Winkeleisen, die unter sich durch Diagonalbänder und die Querbleche v, v', w verbunden sind, gebildet. Die Zusammensetzung des Druckbogens mit dem Pfosten, wie sie bei Punct II durch die Figuren 8, 9 und 10 gegeben ist, wird dadurch bewerkstelligt, dass die unverschwächt innerhalb des Gurtungsquerschnittes eingeführten Winkeleisen der Pfosten durch konische Schraubenbolzen mit den verticalen Schenkeln der Gurtungswinkeleisen, deren anderer Schenkel an der Eindringungsstelle der Pfosten ausgeschnitten und durch Deckbleche ersetzt ist, verbunden werden; die Zusammensetzung des Pfostens mit dem Spannbogen ist vermittelt durch eine auf letzterem aufliegende Platte, in welche eine weitere verticale Platte x' mit Zinken eingreift. Diese letztere ist durch vier in Kreuzform gestellte Winkeleisen (Fig. 10 und 13) mit dem Querbleche w, und dieses wieder mit den Winkeleisen der Pfosten verbunden.

Die Diagonalen (f, g) bestehen aus Flacheisen, die mit den Gurtungen und Pfosten mittelst der Querbleche v' und w in Verbindung gebracht sind. Am oberen Knotenpuncte ist nämlich an das entsprechend ausgeschnittene

Querblech v' mit vier Winkeleisen ein eingeschobenes Beilageblech (Fig. 8 und 9), und an dieses die Zugbänder befestigt; am unteren Knotenpuncte finden die Diagonalen an dem vorhin schon bezeichneten Beilagebleche x' die nöthige Verbindung. —

Die Tragrippen liegen an den Enden mittelst ebener Stützplatten (Fig. 17^{a-d}) auf cylindrischen Stahlflächen von grossem Halbmesser auf, damit auf diese Weise die elastische Einbiegung des Trägers erfolgen kann, ohne dass starke einseitige Pressungen in den Stützflächen herbeigeführt werden. Verschiebungen der Länge und Quere nach sind durch Vorsprünge verhindert, welche sich beiderseits der Stützplatten befinden und wie Zähne in einander greifen. Die unteren Stützplatten sind auf gusseisernen Stühlen befestigt, von denen der eine (p) (Fig. 1 und 16^{a-b}) unmittelbar auf dem Auflagersteine ruht und mit diesem durch angegossene Stollen und Mauerschrauben in feste Verbindung gebracht ist, während der andere (q) (Fig. 1, 14 und 15), wegen der Längenveränderung der Brücke durch Temperaturwechsel, auf Stelzen (Fig. 15^a) steht, deren auf beiden Seiten angegossene Zähne zwischen entsprechende Zähne am Rollstuhl und an der Bodenplatte eingreifen, um sie unter sich selbst in paralleler Lage zu erhalten. Die Cylinderflächen der Stelzen sind gedreht und wälzen sich auf abgehobelten ebenen Flächen. Stelzen werden aber desshalb statt voller Cylinder gewählt, weil der Druck, der auf eine Walze treffen darf, mit dem Durchmesser derselben zunimmt, daher durch grössere Höhe an der Gesamtlänge der Stelzen und dadurch zugleich an der Grösse der Auflagerplatten gespart wird. Die Höhe der ersteren wird so gewählt, dass ihre Maximalneigung bei den extremsten Temperaturen eine bestimmte, nahezu gleiche Grösse für die verschiedenen Lichtweiten erhält. Der zulässige Druck pro Längeneinheit wurde proportional dem Radius r der cylindrischen Abgrenzung der Stelzen gefunden und ist für Gusseisen zu $12r$ Kgr pr. lauf. Centimeter anzunehmen, wenn r in Centimetern gegeben ist. —

Die Querträger, deren Anordnung im Ganzen aus Fig. 2 und 4 zu entnehmen ist, wurden nach der in Fig. 11 gegebenen Detailzeichnung als kleine Fachwerkträger mit parallelen Gurten construiert. Dieselben sind durch die Querbleche v und w mit den Pfosten der Hauptrippen verbunden und tragen die Fahrbahn durch Vermittlung der als Blechbalken construirten Längsträger i (Fig. 12), auf welchen die Querschwellen (o) durch Schrauben befestigt sind.

Die unter dem Schwellenträger angebrachte Horizontalverspannung, welche aus Flachschiene (m) besteht, ist nach Fig. 11, 12 und 13 mit den Pfosten der Hauptrippen durch Winkeleisen (y) und Beilagebleche verbunden.

Im ersten und letzten Felde ist die Horizontalverspannung nach der in Fig. 2 angedeuteten Weise an dem

einen Ende mit den Schwellenträgern in Verbindung gebracht, die nach derselben Figur in der Mitte zwischen den Querträgern Querstreben erhalten, ebenso wie in der Nähe der durch kleine Gusschuhe vermittelten Auflager. Die verschieden hohe Lagerung sämtlicher Träger auf Stein wird theils durch die Stühle, theils auch durch die ungleiche Höhe der Auflagersteine bewirkt.

Der grösste Angriff in den Gurtungen, nach welchem die Querschnittsflächen des Druck- und Spannbogens bemessen sind, beträgt 76,63^T.

Zu beiden Seiten der Hauptbrücke schliessen sich kleine mit gewöhnlich construirten Blechbalken überdeckte Fluthöffnungen von 5^m Stützweite an.

Das Gewicht der Eisenconstruction beträgt für die Hauptbrücke:

an Schmiedeeisen und Stahl . . .	36,60 ^T
„ Gusseisen	2,31 ^T
zusammen	38,91 ^T

oder pr. Meter Stützweite 1111,7^k;

für jede der beiden Blechbrücken:

an Schmiedeeisen	1,95 ^T
„ Gusseisen	0,14 ^T
zusammen	2,09 ^T . —

Aus Herrn Gerber's Beschreibung der Mainzer Rheinbrücke setzen wir eine Uebersichtstabelle für Eisenbahnbrücken nach Pauli'schem Systeme bei.

Ist nämlich die Maximalverkehrslast für eingleisige Eisenbahnbrücken, wie folgt, zusammengesetzt: aus drei Locomotiven mit Tendern (jede Locomotive 30^T, jeder Tender 15^T schwer, von Puffer zu Puffer 13,5^m lang), sodann aus zweiaxigen Wägen von 16^T Gewicht, 3,0^m Axenweite und 6,0^m Gesamtlänge, so ergeben sich für dreifache relative Tragfähigkeit bis zur Elasticitätsgrenze von 1600^k pr. □^{cm} die Gewichte der Pauli'schen Träger mit Fahrbahntafel incl. eiserner Schienenträger und der Schwellen mit Beleg (die Träger der Fahrbahntafel, jeder für sich, gleichfalls mit dreifacher Tragfähigkeit construiert), die Spannungsintensitäten in den Haupt-

trägern für die angegebene Tragfähigkeit und die approximativen Kosten pr. Meter der Stützweite unter Zugrundlegung der Eisenpreise des Mittelrheins vom Jahre 1863 und unter der Voraussetzung einer Constructionsdicke von 1,2 bis 1,5^m (unter Constructionsdicke die Höhe zwischen den untersten Theilen der Träger und der Schienenunterfläche verstanden) in vorstehender Weise.

Blatt 41, 42 und 43.

Strassenbrücke über den Lech bei Schongau.

Unter den in den letztvergangenen Jahren ausgeführten Strassenbrücken mit Pauli'schen Tragrippen von mittlerer Grösse gibt die Schongauer Lechbrücke ein deutliches Bild von der constructiven Weiterbildung des ganzen Systems. Es werden deshalb die uns von Herrn Gerber gütigst mitgetheilten Pläne und Notizen möglichst vollständig wiedergegeben und denselben die als zweckmässig erscheinenden Beschreibungen beigelegt. —

Die Brücke hat drei Oeffnungen von je 26,27^m lichter Weite und 27^m Stützweite der Tragrippen. Jede Oeffnung ist mit zwei Haupttragwänden von 3,6^m Abstand von Mitte zu Mitte überdeckt, welche an den verticalen Pfosten theils durch zwischen ihnen liegende Querträger, theils durch ausserhalb angebrachte Consolen die Fahrbahn und das Trottoir aufnehmen. Um aber bei 2,7^m Fachweite die Fahrbahn und Fusswege entsprechend unterstützen zu können, sind, von einzelnen Querträgerpfosten ausgehend, Bogenrippen aus zwei neben einander liegenden Winkeleisen gebildet, die in der Mitte durch Spannwerke, deren Zugbänder gleichfalls am Querträgerpfosten befestigt sind, unterstützt werden. Auf den Bogenrippen befindet sich eine Eindeckung von Blech, welche direct den Grundbau und die Schotterlage aufzunehmen hat. Auf den Widerlagern und Pfeilern sind die Bögen durch Schuhe aus Gusseisen aufgelagert.

Das über der Fahrbahn erhöht liegende Trottoir ist aus Dielen und doppelten Querschwellen, welche auf Winkeleisen aufliegen, zusammengesetzt. Die Fahrbahn hat eine Breite von 4,7^m, jedes der beiden Trottoire ist 0,9^m breit. —

Ueber die Anordnung der Constructionstheile im Einzelnen mögen folgende Erläuterungen Platz greifen. Die Tragrippen bestehen aus dem Druck- und Spannbogen, den verticalen Pfosten und den diagonalen Zugbändern. Unter sich sind die Tragrippen verbunden durch eine, über den beiden Endfeldern angebrachte und durch eine in Verticalebenen zur Brückenaxe gelegene Verspannung und durch die Querträger. Die Auflagerung der Tragrippen auf das Hausteinmauerwerk der Widerlager und Pfeiler ist mittelst eines festen und eines beweglichen Gusslagers für je eine Tragwand bewerkstelligt.

Der Druckbogen, dessen Längenschnitt und Ansicht abwechselungsweise durch Fig. 10 und 10^a für die

Stützweite.	Lichtweite.	Belastung pr. Meter		Spannungs- Intensität.	Kosten pr. Meter.
		permanent.	variabel.		
Meter.	Meter.	Tonnen.	Tonnen.	Kilogr.	Mark.
10	9,5	0,98	4,80	608	363
20	19,2	1,32	4,03	632	510
30	29,0	1,47	3,68	657	666
40	38,7	1,70	3,53	681	825
50	48,4	1,96	3,40	705	996
60	58,2	2,20	3,28	728	1155
70	68,0	2,46	3,18	752	1329
80	77,7	2,71	3,09	775	1494
90	87,4	2,96	3,00	798	1665
100	97,2	3,23	2,93	821	1839
120	117,7	3,83	2,84	864	2232
140	137,2	4,49	2,79	903	2661
160	156,7	5,23	2,76	939	3138

Knotenpunkte I bis V und somit, wegen symmetrischer Anordnung, für alle Theile zwischen den Bogenschuhen gegeben ist, während in Fig. 11 und 11^a die Umklappung der einzelnen Theile in die verticale Tafel um die Schwerpunktslinie, und damit also die Unteransicht der Gurtungstheile dargestellt ist, besteht nach diesen Figuren und nach Fig. 12 aus einem verticalen Bleche (a), zwei Winkelleisen, welche an dieses angenietet sind, einem hierauf liegenden Deckbleche und zwei weiteren Winkelleisen, welche mit dem Deckbleche vernietet sind. Winkelleisen und Bleche sind an den Stössen durch entsprechend gewählte Beilagen überdeckt und damit in allen Schnitten die wirksamen Querschnittsflächen zur Erzielung gleich grosser Flächenspannung gegeben.

Der Spannbogen, durch Fig. 18 und 18^a in der Ansicht und durch Fig. 19 durch einen Theil der Umklappung um die Schwerpunktslinie, also in der Oberansicht, ferner durch Fig. 20^{a-d} durch einzelne Schnitte dargestellt, besteht aus Winkelleisen, deren verticale Schenkel einen gleichbleibenden Abstand von der Grösse haben, dass an ihren inneren Seiten zwei zur Gurtung gehörige Stehbleche, ausserdem aber auch die Diagonalen befestigt werden können.

Die Zusammensetzung der Pfosten aus vier Winkelleisen zu einem kreuzförmigen Querschnitt und die Verbindung derselben mit den Gurtungen zeigen die Figuren 10, 11, 18, 19, besonders aber 21 bis 23. Hienach durchdringen die Winkelleisen der Pfosten, ohne ihre Richtung zu ändern, die obere Gurtung, deren Deckblech und geneigte Winkelleisenschkel hiezu geeignet ausgeschnitten sind. Befestigt werden die Pfostenwinkelleisen mit den verticalen Schenkeln der Gurtungswinkelleisen und mit dem verticalen Stehbleche durch Vernietung, wobei zur Vermeidung von Abkröpfungen Bleche eingelegt sind. Das untere Ende der Pfosten wird mit der Zuggurtung vernietet, und zwar liegen hier die Innenflächen der Winkelleisen auf den Stehblechen der Gurtung, während diese Eisen über die Längswinkelleisen der Zuggurtung abgekröpft sind.

Die aus je einem Flacheisen bestehenden Diagonalen sind mit dem Mittelbleche des Druckbogens abwechselungsweise auf der Aussen- und Innenseite direct (Fig. 10 und 10^a), dagegen mit dem Stehbleche des Spannbogens unter Verwendung von Beilagblechen mittelst Nieten befestigt.

Die Verbindung des Druck- und Spannbogens durch den Bogenschuh erfolgt nach Fig. 21 durch ein besonders geschnittenes Mittelblech (a') von 15^{mm} Dicke, das zwischen den mittleren Winkelleisen der oberen Gurtung statt des gewöhnlichen Stehbleches (a) eingeschaltet und durch beiderseitige Stossbleche mit letzterem zusammengesetzt ist. Dieses Mittelblech liegt ferner zwischen den beiden Stehblechen der unteren Gurtung und letztere drei Bleche sind am Schnitt der Schwerpunktslinien der

beiden Gurtungen durchbohrt, um einen Stahlcylinder aufzunehmen, mit dem die Auflagerung auf das halbcylindrisch ausgedrehte Lager erfolgt. Die Winkelleisen der unteren Gurte endigen in kurzem Abstände von dem Stahlcylinder, nachdem durch eine grössere Anzahl Nieten für Uebertragung des in ihnen herrschenden Zuges auf die Bleche Vorsorge getroffen ist. An die äusseren Winkelleisen der oberen Gurtung sind besonders ausgeschnittene Bleche (b') aufgenietet, welche einerseits die Verbindung der Gurte mit dem Stützkloben vermitteln, andererseits aber auch im Verein mit einigen Beilagblechen seitliche Verschiebungen der Tragrippe verhindern. Durch die Winkelleisen c' und die Bogenschuhgurtung d', deren Anordnung über den Pfeilern durch Fig. 21^a und am Widerlager durch Fig. 21ⁱ gegeben ist, wird eine weitere Verbindung des Druckbogens mit dem Mittelblech a', aber auch mit dem Pfosten e' vermittelt, welch' letzterer nach Fig. 25^a Consolen für Fahrbahn und Fusswege aufzunehmen hat.

Weiteres Eingehen auf die Details der äusserst sinnreichen Construction, wozu Fig. 21^{a-m} genügende Anhaltspunkte geben, dem Leser überlassend heben wir über die festen und beweglichen Auflager, welche in Fig. 21^a und 21^e je zur Hälfte in der Vorder- und Seitenansicht dargestellt wurden, nur noch hervor, dass dieselben ähnlich sind den Lagerstühlen der auf den Blättern 34 und 35 gezeichneten Brücke der Linie München-Ingolstadt.

Ueber den Druckbögen der beiden äusseren Felder ist nach Fig. 3, 6, 9, 10 und 21 eine Verspannung angebracht, die aus den Querstreben r und den Zugbändern q besteht; eine derartige Verspannung ist bei den übrigen Feldern unterblieben, weil bei der geringeren Höhe der Fahrbahn über den Druckgurten durch die Blecheindeckung ein genügender Ersatz dafür geboten ist.

Die Verticalverspannung, welche in Fig. 6, 22 und 23 näher angegeben ist, besteht zwischen den unteren Gurten aus Querstreben o, denen entsprechend für die oberen Gurten die Querträger — für Pfosten I noch unterstützt durch Streben (u) — zu wirken haben; zwischen diesen steifen Querstreben sind die Flacheisen p eingebracht, so dass durch diese Verspannungen ein ähnlich construirter Träger auch für eine um 90° um die Längsaxe geänderte Lage erhalten wird.

Für die Construction der Fahrbahn mögen einige Erläuterungen über die Anordnung der Querträger, der Bogenrippen mit Blecheindeckung, der Trottoire und der Geländer Platz greifen. Die Querträger I—V sind mit den Pfosten I—V in der durch Fig. 22 und 23 dargestellten Weise verbunden. Diese Querträger, als Blechbalken construirt, sind zwischen den zugehörigen Pfosten als frei aufliegende Träger, ausserhalb derselben als einerseits eingeklemmte Balken zu betrachten. Da wo die Druckgurtung innerhalb des Mittelbleches die Quer-

träger trifft, sind diese Bleche ausgeschnitten, wie bei Pfosten III—V angegeben. Die Winkeleisen der Pfosten liegen auf den Mittelblechen (e) direct auf, da die unteren Gurtungswinkeleisen der Blechbalken nur bis an die Pfosten reichen; über die oberen, nicht unterbrochenen, auch für die Consolen dienenden Gurtungswinkeleisen der Querträger sind die Winkeleisen der Pfosten abgekröpft.

An den Stellen, an welchen die Längsträger befestigt sind, befinden sich aus vier Winkeleisen gebildete Pfosten. Das dreieckige Feld der Consolen ist nicht mit Blech ausgefüllt.

Auf den Widerlagern und Pfeilern sind die Querträger in der durch Fig. 25^{a-d} und 26^{a-b} dargestellten Weise angebracht. In entsprechend geformten gusseisernen Schuhen (n), welche durch Bolzen mit den Hausteinen verbunden sind, liegen doppelte Winkeleisen (v), deren horizontale Schenkel durch eine Deckplatte vereinigt worden, auf. Um diese Winkel auf dem Gusslager festzustellen, werden die vorstehenden Deckplatten durch kleine Blechlaschen (w), durch welche die Bolzen y durchgreifen, niedergedrückt. An den verticalen Schenkeln der Winkeleisen v sind nun je vier weitere solche Eisen zu einem kleinen Pfosten x vereinigt, zwischen denen in der Richtung der Querträger zwei in der Höhe der Gurtungswinkeleisen der Querträger liegende Winkeleisen sich befinden, welche ausserhalb der Steinunterlage mit dem Anfangspfosten (e') der Tragrippen sowohl, wie mit den an jene befestigten Consolen in Verbindung treten. Der Quere nach, also senkrecht zur Längenrichtung des Pfeilers, sind die Pfosten x und die auf ihnen angebrachten Winkeleisen durch im Einzelnen horizontal liegende Winkeleisen (z und z'), welche theils unmittelbar, theils durch Beilagen z'' mit einander verbunden sind, — die Beilagen z'' sind im Grundrisse nicht angegeben —, in ihrem Standorte gesichert, andererseits werden aber durch diese Querstäbe z und z' die nöthigen Unterstüzungen für das aufliegende ebene, nach aussen etwas geneigte Deckblech gewonnen.

An den Pfosten der Querträger sind fünf Bogenträger befestigt, welche die 6^{mm} starke, gleichfalls gebogene Blecheindeckung zu unterstützen haben. Die Anordnung dieser Träger von 2,7^m Stützweite, dem Abstände der Querträger von einander, ist ausser anderen besonders durch Fig. 24^{a-b} und 23^{a-d} dargestellt. Die oberen Gurtungswinkeleisen der Querträger haben hienach von der Fahrwegmitte gegen die Trottoire hin ein Gefälle von 1,5⁰/₁₀; da nun aber die Bogenträger immer unmittelbar unter der Querträgergurte angebracht sind, so liegen die äusseren Bogenträger bei sonst gleich bleibender Verdrückung dieser Bögen etwas tiefer, als der mittlere, und es wird somit für die seitliche Ableitung des auf die Blecheindeckung gelangenden Wassers gesorgt.

Die drei inneren Bogenträger bestehen aus je zwei neben einander liegenden gekrümmten Winkeleisen f, die

an den Querträgerpfosten und den Pfosten x an den Auflagern mittelst Beilagblechen befestigt sind. Zwischen eben diesen Beilagen finden die Zugbänder eines umgekehrten Hängwerkes (g', h') ihre Befestigung, um der Rippe im Scheitel eine Unterstüzung zu gewähren. Damit nun aber auch die Blecheindeckung in der Scheitellinie eine fortlaufende Stütze erhält, sind nach Fig. 23^{b u. c} die Hilfsträger N und M an den Pfosten h' so angebracht, dass der obere Schenkel der hiezu verwendeten Winkeleisen an der Verbindungsstelle gleich hoch mit den Strassenträgern liegt. In ähnlicher Weise sind die äusseren Rippen oder Strassenträger, jedoch nur aus einem gebogenen Winkeleisen (f'), gebildet.

Die seitliche Abgrenzung der aus Grundbau und Schotterlage bestehenden Fahrbahn erfolgt nach Fig. 24^b und 26^{a u. c}. Durch Winkeleisen k', welche über dem Scheitel der Blechdecke mittelst Beilagen (l') auf den Pfosten i', ausserdem mittelst kleiner Stützen an den Winkeleisen f', über den Querträgern und über den Auflagern aber in der durch Fig. 25^c, 26^c und 27^{a-c} angegebenen Weise befestigt sind, wird die Decklage abgeschlossen; der Grundbau ist durch abgerichtete grössere Steine nach Fig. 24^b genügend abgegrenzt.

Das Trottoir, bestehend aus den doppelten Querschwelen (k) und einem durch eine kleine Saumschwelle abgegrenzten, einfachen Dielenbeleg, hat seine Unterstüzung durch den äusseren Theil der Consolen, auf welchen die Unterlagen (i, i) mit den oben genannten Winkeleisen k' und einem umgebogenen Bleche m' angebracht sind. Zwischen den Consolen sind aber für die äusseren Enden der Querträger k zwei weitere Auflager dadurch geschaffen, dass das Gelände ein doppeltes Hängwerk bildet, an dessen Hängesäulen ebensolche Bleche m' befestigt sind wie über den Consolen.

Das Gelände, in der eben angegebenen Weise dem Wesen nach construiert, erhält seine Unterstüzung von den Enden der Consolen aus, indem hier an die verticalen Bleche (i) (Fig. 26^{a-f}) die aus doppelten Winkeleisen bestehenden Geländersäulen l befestigt sind. Diese Geländersäulen sind durch eine obere, aus einem einfachen T-Eisen bestehende, und eine untere, als Flachschiene gefertigte Gurte verbunden. Beiderseits von diesen Geländersäulen ist nun die Hängwerksconstruction, mit Ausfüllung der Felder durch engmaschiges Gitterwerk, angebracht. Die Figuren e und f zeigen, wie durch länglich ausgeschnittene Nietöffnungen für Längenveränderungen Spielraum gegeben ist. —

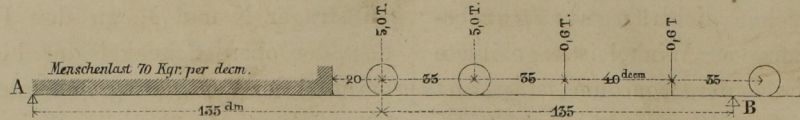
Die in den Zeichnungen eingetragenen Maasse sind fast durchgehends in Millimetern angegeben. Einzelne eingeklammerte, mit positivem oder negativem Vorzeichen versehene Zahlen bedeuten die Höhenlage der mit einem Ringe eingeschlossenen Stelle über oder unter der geometrischen Axe in Millimetern ausgedrückt; die in Fig. 8 ohne Vorzeichen aber mit Klammern versehenen Zahlen

bedeuten die Ueberhöhung der betreffenden Knotenpunkte in Millimetern über ihre Höhenlage bei horizontaler geometrischer Axe. —

Aus der Berechnung der Tragrippen heben wir noch Folgendes hervor. Bei einer Stützweite von 27,0^m

erhält man das Maximalmoment in der Mitte der Brücke für variable Belastung und zwar für die Hälfte des Fahrweges, wenn die Grösse und Vertheilung der Lasten in nachstehender Weise angenommen wird, dass nämlich von der einen Seite die Personenlast bis auf 115^{dm} über

Stützweite $l = 270,00^{\text{dm}}$.



das Auflager hinaus vorgeschritten ist, während die hintere Wagenaxe von 5^T Gewicht über der Mitte selbst, die vordere Wagenaxe um 35^{dm} von ersterer entfernt steht, und die Belastungen durch die Zugthiere in angezeigter Weise erfolgen: $\mathfrak{M}_1 = 850^{\text{dm.T}}$ (abgerundet), ein Moment, das bei einer gleichmässig vertheilten Belastung von 93,3^k pr. Dec., oder bei einer halben Breite der Fahrbahn von $\frac{1}{2} \cdot 4,67^{\text{m}} = 2,335^{\text{m}}$ durch eine solche Belastung von 400^k pr. \square^{m} hervorgerufen würde. Für das Trottoir von 0,9^m Breite und einer grössten gleichmässigen Belastung von 360^k pr. \square^{m} wird das Maximalmoment $\mathfrak{M}_1' = \frac{1}{8} \cdot 0,036 \cdot 0,9 \cdot 270^2 = 295^{\text{dm.T}}$. Demnach das ganze in der Mitte eines Hauptträgers durch die Verkehrslast hervorgerufene Maximalmoment 1145^{dm.T}, und bei dreifacher relativer Tragfähigkeit

$$\mathfrak{M}_0 = 3435^{\text{dm.T}}$$

Für das Eigengewicht erhält man das Maximalmoment in nachstehender Weise. Das Eigengewicht selbst wird pr. Dec. der Tragrippe für:

Kies, dessen Gewicht pr. Cubik-Dec. 1,9 ^k beträgt, von 2,05 ^{dm} mittlerer Höhe: $\frac{1}{2} \cdot 46,7 \cdot 2,05 \cdot 1,9 =$	91,0 ^k
Eichenen Trottoirbeleg, das Gewicht eines Cubik-Decimeter Eichenholz zu 0,9 ^k , die Stärke des Dielenbeleges zu 0,5 ^{dm} und die Breite zu 10 ^{dm} gerechnet: $10 \cdot 0,5 \cdot 0,9 \cdot$	4,5 ^k
Föhrene Trottoirquerhölzer	4,8 ^k
Summa für Fahrbahndecke $\dot{p}_0 =$	0,100 ^T
Eisengewicht: Plattform	0,033 ^T
Tragrippe	0,032 ^T
zusammen	0,065 ^T

daher die permanente Belastung $\dot{p} = 0,165^{\text{T}}$ pr. Decim., und das Moment in der Mitte

$$\mathfrak{M} = 1504^{\text{dm.T}}$$

Der Berechnung der Gurtungen legt man nun die Summe aus dem dreifachen Momente der Verkehrslast + dem einfachen Momente des Eigengewichtes $3435 + 1504 = 4939^{\text{dm.T}}$ zu Grunde, und es hat somit das Widerstandsmoment des mittleren Verticalschnitts

$$\Sigma \dot{X} y = y_0 \Sigma \dot{X} = 4939^{\text{dm.T}}$$

zu sein, und da $y_0 = h$, gleich der geometrischen Höhe des Trägers in der Mitte, nämlich 28^{dm}, zu setzen ist,

hat man ferner den Widerstand, den der Trägerquerschnitt bei einer Anstrengung bis zur Elasticitätsgrenze, 1600^k pr. \square^{cm} , zu leisten hat:

$$\Sigma \dot{X} = \frac{4939}{28} = 176,4^{\text{T}},$$

und daher die Zugfläche der Trägergurtungen

$$F \cdot 160 = 176,4,$$

$$F = 1,10 \square^{\text{dm}}.$$

Für die Druckgurtung ist eine entsprechende Vergrößerung des Querschnittes oder bezw. eine Abminderung der zulässigen Anspruchnahme in Berechnung zu ziehen.

Die Spannungsintensität für die permanente Last findet sich zu $160 \cdot \frac{1504}{4939} = 48,7^{\text{T}}$ pr. \square^{dm} , und für die variable Last zu $160 \cdot \frac{1145}{4939} = 37,1^{\text{T}}$ pr. \square^{dm} , zusammen demnach, zu 85,8^T pr. \square^{dm} . Setzt man die Wirkung der Bewegung der variablen Last gleich $\frac{1}{2}$ der ruhenden variablen Last, so wird die totale Spannungsintensität bei bewegter Verkehrslast gleich $48,7 + \frac{3}{2} \cdot 37,1 = 104,4^{\text{T}}$ pr. \square^{dm} .

Die Maximalspannungen \dot{Z}_{x+d} und \dot{V}_x in den Diagonalen und Pfosten an einem Knoten im Abstände x vom Auflager ergeben sich, wenn mit d die Fachweite, mit \dot{Z}_x und \dot{Z}_{x+d} die Spannungen in den Zugbändern der Felder, welche dem Knotenpunkte x vorhergehen und nachfolgen, und mit \dot{V}_x der Druck auf den Pfosten des Knotens x bezeichnet wird (Fig. 8), bei jener Stellung des Wagens, bei welcher derselbe mit der nachfolgenden Menschenlast so vorgeschritten ist, dass das erste Rad auf dem Knotenpunkte x steht. Als variable Last wird dabei die Verkehrslast (1,5-fache ruhende Last) und die Spannungsintensität zu 104,4 Tonnen gerechnet. Die auf solche Weise erhaltenen Zugflächen sind im Constructionsnetze (Fig. 8) in \square^{dm} eingetragen und zwar die auf Zug beanspruchten mit positivem, die auf Druck beanspruchten mit negativem Vorzeichen. Verzichtet man auf die strenge Erfüllung der Bedingung gleicher Flächenspannungen der Gurtungen unter Einwirkung der grössten Totalbelastung, welche doch nie vollständig wegen der Ungenauigkeiten eingehalten werden kann, die beim Auswalzen der Eisentheile jeder Zeit vorkommen, und die man gewöhnlich in den aufgestellten Bedingungen bis beiläufig zu 5% des berechneten Querschnitts als zulässig erklärt, so kann man

als Curven, welchen die Gurtungspolygone einbeschrieben sind, einfacher Parabeln substituiren, deren Axen mit der verticalen Mittellinie der Brücke zusammenfallen, und deren Scheitel somit gleichfalls in der Mitte der Tragwände sich befinden.

Bei gegebener Stützweite und nach Festsetzung der geometrischen Höhe der Tragwand in der Mitte, welche letztere auch hier, wie beim Fachwerke mit parallelen Gurten zu $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ der Stützweite genommen wird, lassen sich die Gleichungen der symmetrisch zur neutralen Axe anzuordnenden Parabeln leicht aufstellen und somit die Ordinaten der einzelnen Polygonecken berechnen, sobald die Lagen der Mittellinien der Pfosten, also die Abscissen der Eckpunkte, den Verhältnissen entsprechend, gewählt sind. —

In neuester Zeit wurden von verschiedenen Seiten, namentlich auch von Herrn Gerber, Vorschläge gemacht für die Construction continuirlicher Fachwerke mit gebogenen Gurten, welche aber seither nur zu vereinzelten Anwendungen geführt haben. Die hierbei auftretenden, statisch vollkommen begründeten, im Allgemeinen aber ungewöhnlichen Formen, und die in mancher Beziehung mit Schwierigkeiten verbundene Detailanordnung werden zwar der Verbreitung solcher Träger vielfach hindernd im Wege stehen, in besonderen Fällen aber, wie bei Ueberdeckung mehrerer aufeinander folgender bedeutender Spannweiten dürften dieselben ökonomische Vortheile bieten, die durch andere gebräuchliche Trägerconstructions nicht zu erreichen wären. —

Blatt 44.

Kurze und lange Oderbrücke in Breslau.

Wie im südlichen Theile Deutschlands polygonale Fachwerke nach Pauli's System vielfach Verwendung finden, so werden im Norden des deutschen Reiches manche bedeutende eiserne Brücken nach Schwedler's System ausgeführt.

Im Nachfolgenden soll desshalb das Wesentlichste hierüber zunächst in statischer und sodann auf Grundlage des durch Blatt 44 dargestellten Beispiels in constructiver Beziehung hervorgehoben werden.

Die Horizontalcomponente der Diagonalkraft im Fachwerk ist nach Früherem (Seite 112) im Allgemeinen
$$\frac{\mathfrak{H}_{(x+d)}}{h_{(x+d)}} - \frac{\mathfrak{H}_x}{h_x} = \delta \dot{H}.$$
 Beim Fachwerk mit parallelen Gurten nimmt dieser Ausdruck, weil $h_{x+d} = h$ wird, die Gestalt $\frac{\dot{V}}{\tan \alpha}$ an.

Bezeichnet man nun die von links nach rechts fallenden Diagonalen kurz als „fallende“, die von links nach rechts steigenden ebenso als „steigende Diagonalen“, so ist leicht einzusehen, dass positive $\delta \dot{H}$ oder positive \dot{V}

in den fallenden Diagonalen Zug, in den steigenden Druck, und dass umgekehrt negative $\delta \dot{H}$ oder negative \dot{V} in den fallenden Diagonalen Druck und in den steigenden Zug verursachen.

Weil nun bei Fachwerken mit Parallelgurten und bei den üblichen Polygonalfachwerken, — deren Krümmung nicht unter jene der Parabel herabgeht —, im Falle einer vollen gleichmässigen Belastung links von der Mitte die $\delta \dot{H}$ oder \dot{V} positiv und rechts negativ sind, so ist man genöthigt, auf der linken Seite fallende und auf der rechten Seite steigende Diagonalen anzuordnen, wenn man auf dieselben keine Druckkräfte einwirken lassen will (Zugbandsystem).

Es ist ferner klar, dass beim polygonalen Fachwerk $\delta \dot{H}$ kleiner als beim Parallelfachwerk ist, dass also die Diagonalen kleineren Kräften ausgesetzt sind, weil im Ausdruck $\frac{\mathfrak{H}_{(x+d)}}{h_{(x+d)}}$ beim polygonalen Fachwerk Zähler und Nenner zugleich wachsen, während beim Parallelfachwerk der Nenner constant bleibt.

Kommt zur gleichmässigen ruhenden Last \dot{p} pr. Längeneinheit eine Verkehrslast \dot{k} hinzu und rückt dieselbe vom Auflager B, d. h. von rechts nach links vor, so entstehen an der Spitze des Zuges die Maxima der positiven $\delta \dot{H}_k$ (und \dot{V}_k), und wenn die Last von A, d. h. von links nach rechts vorrückt, so entstehen an der Spitze des Zuges die Maxima der negativen $\delta \dot{H}_k$ (und \dot{V}_k).

Wenn nun für eine Diagonale $\delta \dot{H}_p$ und $\delta \dot{H}_k$ einerlei Zeichen haben, so wird, durch die Wirkung der Verkehrslast, die Beanspruchung der Diagonale grösser; wenn aber zum positiven $\delta \dot{H}_p$ (linke Seite) ein negatives $\delta \dot{H}_k$ (links hereinrückender Zug), oder zum negativen $\delta \dot{H}_p$ (rechte Seite) ein positives $\delta \dot{H}_k$ (rechts einrückender Zug) hinzukommt, so wird die Beanspruchung der Diagonale kleiner, d. h. die Diagonale wird entlastet und zwar so lange, als $\delta \dot{H}_p$ grösser als $\delta \dot{H}_k$ ist. Erhält aber $\delta \dot{H}_k$ den grösseren Werth, so bekommt die Summe beider Anspannungen das dem $\delta \dot{H}_p$ entgegengesetzte Vorzeichen und die Diagonale würde auf Druck beansprucht werden, wenn man nicht Gegendiagonalen anordnen würde, welche nun in Activität treten und Zugspannungen erleiden.

Beim polygonalen Fachwerk kann nun $\delta \dot{H}_p + \delta \dot{H}_k$ auf die ganze Balkenlänge sein Vorzeichen wechseln, es sind also in allen Fachen Gegendiagonalen nothwendig. Die Anspannung der Diagonalen wird hierbei durch die Gestalt der Gurtungen beeinflusst. Beim Parallelfachwerk ist der Zeichenwechsel von $\dot{V}_p + \dot{V}_k$ auf einen Abschnitt innerhalb der Balkenmitte (innerhalb der Punkte $\dot{V} = 0$) beschränkt; es sind blos in diesem Raum Gegendiagonalen nothwendig. In den beiderseitigen Aussenabschnitten hat das Parallelfachwerk keine Gegendiagonalen.

Man kann sich nun schrittweise die Parallelgurten herabgedrückt denken und kommt dadurch an eine Grenze, durch deren Ueberschreitung die Gegendiagonale auch hier

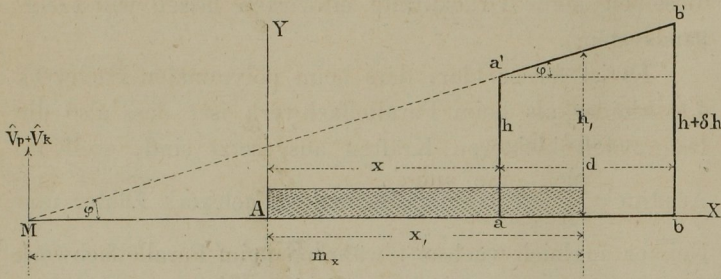
nothwendig würde. An dieser Grenze ist aber die Anspannung der Hauptdiagonale Null geworden.

Behält man die linke Balkenhälfte im Auge, so ist an dieser Grenze:

$\delta \hat{H}_p$ gleich dem negativen max. $\delta \hat{H}_k$.

Das so entstehende Fachwerk ist das Schwedler'sche.

Wenn in einem Fache x bis $x + d$ die Diagonalspannung gleich Null ist, so halten die Spannungen der beiden Gurtungen ab und $a'b'$ für sich allein den äusseren Kräften, deren Mittelkraft \hat{V} ist — nämlich $\hat{V}_p + \hat{V}_k$ —, das Gleichgewicht.



Es müssen sich also diese beiden Spannungen, also auch die beiden Gurtungsachsen ab und $a'b'$ in einem Punkt treffen, welcher in der Richtung der Kraft \hat{V} liegt. Dieser Punkt sei M . Das negative max. \hat{V}_k entspricht einem Vorderende der bewegten Last in x_1 , von welchem M um m_x absteht. Es muss nun $\hat{V} \cdot m_x = \hat{M}$ oder

$$m_x = \frac{\hat{M}}{\hat{V}} \text{ sein,} \quad (1)$$

oder auch nach vorstehender Figur

$$\tan \varphi = \frac{h_1}{m_x} = \frac{\delta h}{d}, \quad (2)$$

woraus sofort erhalten wird:

$$h_1 = \frac{\delta h}{d} \cdot \frac{\hat{M}}{\hat{V}} \quad (3)$$

Hiebei sind \hat{M} und \hat{V} die aus der ganzen ruhenden Last und der von A bis x_1 reichenden Verkehrslast resultirenden Werthe.

Es ist aber für diese Belastung

$$\hat{M} = \frac{1}{2} x_1 (1 - x_1) \left[\hat{p} + \hat{k} \frac{x_1}{1} \right] \text{ und}$$

$$\hat{V} = \hat{p} \left(\frac{1}{2} 1 - x_1 \right) - \frac{1}{2} \hat{k} \frac{x_1^2}{1}, \text{ daher}$$

$$h_1 = \frac{\delta h}{d} \cdot \frac{\frac{1}{2} x_1 (1 - x_1) \left(\hat{p} + \hat{k} \frac{x_1}{1} \right)}{\hat{p} \left(\frac{1}{2} 1 - x_1 \right) - \frac{1}{2} \hat{k} \frac{x_1^2}{1}} \quad (4)$$

Wenn man sich die Fachweite d unendlich klein denkt, so reducirt sich dieselbe auf dx , δh geht über in dh , und h_1 und x_1 werden identisch mit h und x .

Hiedurch ergibt sich die Differential-Gleichung:

$$h = \frac{dh}{dx} \cdot \frac{\frac{1}{2} x (1 - x) \left(\hat{p} + \hat{k} \frac{x}{1} \right)}{\hat{p} \left(\frac{1}{2} 1 - x \right) - \frac{1}{2} \hat{k} \frac{x^2}{1}}, \quad (5)$$

und durch deren Integration

$$h = \frac{4f}{1^2} \left(\hat{p} + \frac{1}{2} \hat{k} \right) \frac{x (1 - x)}{\hat{p} + \hat{k} \frac{x}{1}} \quad (6)$$

In dieser Gleichung ist f die Integrations-Constante, nämlich der Werth für h bei $x = \frac{1}{2} 1$.

Vorstehende Gleichung gilt laut Entwicklung bloß für die linke Balkenhälfte. Für die rechte Balkenhälfte wird die Curve durch symmetrisches Umlegen des linken Zweiges erhalten.

Die Curve ist eine Hyperbel mit schiefstehender Axe; ihr höchster Punkt — da wo die Tangente horizontal ist — liegt bei dem (oben angeführten) linken Null- \hat{V} -Punkt. Von dort senkt sich die Curve, und das Schwedler'sche Fachwerk müsste in der Mitte eine herzförmige Einsattlung erhalten, wenn die Forderung „keine Gegendiagonale“ anzuwenden, strenge durchgeführt werden wollte.

Das Schwedler'sche Fachwerk wird aber innerhalb der Null- \hat{V} -Punkte als Parallelfachwerk construiert.

Indem oben $\delta x = dx$ oder $x_1 = x$ und $\delta h = dh$ gesetzt wurde, ist eine Ungenauigkeit zugelassen worden, welche berichtigt werden muss. Es wurde hiedurch das \hat{V} der directen Belastung mit dem \hat{V} der indirecten Belastung vertauscht und die Verkehrsbelastung A bis x als diejenige eingeführt, welche das negative max. $\delta \hat{H}$ gibt, während dies die Belastung A bis x_1 sein sollte. Die ganz unberücksichtigte Fachbelastung müsste (S. 113) $\hat{F} = \frac{\mu}{\lambda} \hat{Q}$

sein. Es ist aber $\mu = 1 - \eta \frac{\delta h}{d}$ eine Function, welche selbst von der Gestalt des Fachwerks abhängig ist, und durch deren Einführung in die Gleichung diese sehr complicirt werden müsste. Sucht man den Fehler annäherungsweise zu berichtigen, so kann am nächsten $\mu = \frac{1}{2}$ und $\hat{F} = \frac{\hat{Q}}{2\lambda}$, oder $x_1 - x = \frac{1}{2} d$ gesetzt werden.

Wenn man also die Fachhöhe h_x bei x sucht, so wäre in der Gleichung $x + \frac{1}{2} d$ statt x zu setzen, wodurch

$$h = \frac{f}{1^2} \cdot \left(\hat{p} + \frac{1}{2} \hat{k} \right) \frac{(2x + d)(21 - 2x - d)}{\hat{p} + \hat{k} \frac{2x + d}{21}} \quad (7)$$

gefunden würde.

Bei dieser Gleichung ist immer noch die Frage unentschieden, welcher Werth für die Verkehrslast \hat{k} einzusetzen ist. Es darf dieses Lastenäquivalent keineswegs die Durchschnittsbelastung, auch nicht jene vertheilte Belastung sein, welche das nämliche max. \hat{M} gibt. Beide Werthe sind zu klein. Es ist im Gegentheil jener Werth von \hat{k} einzusetzen, welcher für die Zugslänge x_1 das den concentrirten Lasten entsprechende \hat{V} gibt. Für die Zugslänge x_1 (statt z hier x_1 gesetzt) ist aber $\hat{V} = \hat{A} - \hat{k} x_1 = -\hat{B}$ und $\hat{B} = \frac{1}{2} \hat{k} \frac{x_1^2}{1}$.

Nummehr ist auf S. 23, indem man \hat{A} und \hat{B} gegen

einander vertauscht, das Aequivalent $\hat{A}_{x_1} = \frac{(\hat{A}1)_{x_1}}{1}$ aufzusuchen und zu setzen $\frac{1}{2} \frac{\hat{k} x_1^2}{1} = \frac{(\hat{A}1)_{x_1}}{1}$, also

$$\hat{k} = 2 \frac{(\hat{A}1)_{x_1}}{x_1^2} \dots \dots \dots (8)$$

Aber auch dieser Werth \hat{k} genügt noch nicht, wenn man nach Seite 75 die grössere Wirkung der bewegten Last wegen der Erschütterungen in Betracht zieht. Nach den dort erörterten Grundsätzen müsste der $1\frac{1}{2}$ -fache Werth von \hat{k} in die Gleichung eingeführt werden. —

Die kurze und lange Oderbrücke in Breslau führen einen Strassenzug über zwei durch eine Insel getrennte Arme der Oder. Erstere Brücke hat zwei Oeffnungen von 25,11^m Stützweite, die andere hat drei solche Oeffnungen. Beide Brücken stehen schief zur Stromrichtung, und zwar die erstere im Verhältniss von 25 : 8, die andere im Verhältniss von 25 : 4. Beide, in ihrer constructiven Anordnung und in den Details wesentlich übereinstimmende Brücken sind eiserne Fachwerkbrücken nach dem Schwedler'schen System und die auf Blatt 44 aufgenommenen Zeichnungen sowie einige der nachfolgenden Angaben sind der Zeitschrift für Bauwesen von Erbkam, Jahrgang 1868, entnommen.

Die Fahrbahn ist zwischen die beiden Fachwerkträger, welche 7,87^m von Mitte zu Mitte von einander abstehen, eingeschlossen, während die Fusswege auf consolartigen Verlängerungen der Querträger ruhen, welche um 2,35^m über die Mitte der Tragwände hinausragen.

Die gepflasterte Fahrbahn erhält ihre Unterstützung durch gusseiserne Platten, welche von I-förmigen Barrenträgern getragen werden. Diese sind wiederum an den als Blechträger construirten Querträgern angenietet.

Die Fusswege sind mit Granitplatten belegt, welche auf C-förmigen Barrenträgern liegen, und diese übertragen ihre Last auf die Consolvorsprünge der Querträger. Letztere sind auf der unteren Gurtung des Fachwerks unmittelbar aufgelagert und, um an Constructionshöhe zu sparen, sind ihre unteren Flanschen gegen die Auflager hin nach aufwärts gebogen.

Jeder Fachwerkträger besteht aus zwei symmetrischen Hälften. Die Hälfte der oberen Gurtung hat eine J-, die der unteren eine I-Form. Jede Trägerhälfte hat ihre gesonderten Zugdiagonalen aus Flacheisen und Druckständer aus Winkleisen, welche mit Knotenblechen an die Gurtungen angeschlossen sind. Die obere Gurtung ist in verticaler Richtung steif genug gegen Ausbiegen; zur Erzielung der nöthigen Steifigkeit im horizontalen Sinn sind beide Hälften durch ein System von Kreuzbändern vereinigt. In derselben Weise sind auch die Ständerhälften unter sich verbunden.

In der Richtung der Querträger umfassen die Ständer die durch Kuppelassen verbundenen Mittelbleche der Querträger und Consolen. Hiedurch erlangen einerseits

die Consolen ihre feste Stütze, andererseits werden die Fachwerkträger gegen Umkanten gesichert.

An den Knoten sind jedesmal die unteren Gurtungshälften durch angenietete Bleche mit einander verbunden.

Am Auflager- oder Wurzelknoten sind die obere und untere Gurtung mit einander zu vereinigen. Hierzu ist für jede Trägerhälfte ein entsprechend grösseres verticales Wurzelknotenblech angeordnet, welches der unteren Gurtung soweit entgegenreicht, dass diese ohne Aenderung der oberen Gurtung daran angenietet werden kann, während die Winkleisen der oberen Gurtung so umgebogen sind, dass sie nicht zu weit über den Stützpunkt zurückgreifen.

Der Durchschnitt der oberen Gurtungsaxe (des ersten Faches) mit der unteren Gurtungsaxe muss im Loth des Stützpunktes liegen. Ueber der Stütze sind beide Trägerhälften durch eine aufgenietete stärkere Querrippe miteinander verbunden.

Die Hauptträger ruhen auf Kipplagern, deren eines mit dem Mauerwerk fest verbunden ist, während das andere auf einem Rollenlager steht. Die Barren-Längsträger sind auf den Widerlagern mittelst Gleitplatten aufgelegt und auf den Zwischenpfeilern sind die zusammengehörigen Träger verlascht, jedoch so, dass durch ovale Oeffnungen die nothwendige Beweglichkeit nach der Länge erhalten bleibt.

Der statischen Berechnung der Brücke ist ein Eigengewicht von

$\hat{p} = 72$ Ctr pr. lfd. Fuss oder 1130^k pr. lfd. Decim. und eine Verkehrslast von

$\hat{k} = 30$ Ctr pr. lfd. Fuss oder 471^k pr. lfd. Decim. zu Grund gelegt.

Die ausgeführte Brücke gibt \hat{p} um circa $1\frac{1}{2}$ Ctr pr. lfd. Fuss oder 24^k pr. lfd. Decim. geringer. Das Eisengewicht aller 5 Brückenöffnungen beträgt an

Schmiedeeisen der Hauptträger: 3055 Ctr = 152,75^T,

Schmiedeeisen der übrigen Constructiontheile: 3324 Ctr = 166,20^T,

Gusseisen (mit Einschluss der gusseisernen Fahrbahnplatten): 3371 Ctr = 168,55^T.

Blatt 45.

Ehemalige Kinzigbrücke bei Offenburg.

Gusseiserne Bogensprengwerkbrücken kamen zuerst in England zur Ausführung und wahrscheinlich war die in den Jahren 1773—1779 über die Saverne zu Coalbrookdale hergestellte Brücke, die eine Spannweite von 30,62^m bei 12,8^m Pfeilhöhe erhielt, die erste Brücke dieser Art. Von England aus fanden dieselben eine Aufnahme in Deutschland und erst später in Frankreich, woselbst sie hierauf bei der dortigen grossen Vorliebe für Bogenformen rasche Verbreitung fanden.

Der constructiven Ausbildung nach sind drei Arten

zu unterscheiden. Die ersten Brücken erhielten Bogenrippen, die durch radiale Sprossen unter sich vereinigt waren; hierauf wurden die Bögen aus Segmentplatten mittelst angegossener Flanschen und Schrauben zusammengesetzt; ferner kamen nach dem Vorgange G. v. Reichenbach's die aus Röhrenstücken zusammengesetzten Bögen in Aufnahme, welche in einer durch Polonceau verbesserten Construction wiederholt in Frankreich Verwendung fanden. —

In neuerer Zeit brachte man, wo gusseiserne Bogensprengwerke angewendet werden sollten, die zweite Constructionsart zur Ausführung. Die Segmentplatten mit oberen und unteren Flanschen gewähren durch ihre Querschnittsform eine entsprechende Seitensteifigkeit, welche durch leicht anzubringende Querstreben und Diagonalbänder noch erhöht wird. Zu den hervorragendsten Beispielen dieser Constructionsweise gehört die Southwarkbrücke über die Themse in London mit 72,96^m Spannweite und 7,29^m Pfeilhöhe; die Solferinobrücke über die Seine in Paris, welche mit 40^m Spannweite und 3,60^m Pfeilhöhe in den Jahren 1858—1859 erbaut wurde, verdient ebenso, wie die in den Jahren 1860—1862 ausgeführte Brücke St. Louis desshalb besondere Erwähnung, weil die Fahrbahn auf Ziegelgewölben ruht, deren Axen senkrecht zur Brückenaxe stehen. Diese Gewölbe stützen sich auf gusseiserne Querträger, welche ihre Auflager und Verbindung in der Nähe des Scheitels unmittelbar durch die Haupttragbögen, ausserdem aber mittelbar durch Füllstücke über den Bogenschenkeln erhalten. —

Ueber die zwei letzteren Constructionsweisen gusseiserner Bogensprengwerkbrücken sind durch die Kinzigbrücke bei Offenburg und die Carrousselbrücke in Paris ausgesuchte Beispiele in den Vorlegeblättern gegeben.

Indem wir nach dem im Jahre 1847 erschienenen Werke: „die gusseisernen Brücken der badischen Eisenbahn“ von Herrn Baurath Becker in Carlsruhe die Abbildung und Beschreibung der eben genannten Brücke bei Offenburg mittheilen, welche in den Jahren 1843—1845 erbaut und im August 1851 durch Hochwasser schon wieder zerstört wurde, schicken wir zur Rechtfertigung dieser Mittheilung die Bemerkung voraus, dass der Einsturz der in Rede stehenden Brücke nur wegen Unterspülung der Betonfundamente und der dadurch erfolgten Pfeilerbrüche, keineswegs aber in Folge mangelhafter Eisenconstruction, um welche es sich hier allein handelt, und die vielmehr als eine sehr gelungene anerkannt werden muss, stattfand.

Fig. 1 gibt die halbe Längensansicht, Fig. 2 einen Theil des Grundrisses und der Oberansicht der Brücke, Fig. 1^a einen Theil der Seitenansicht der Widerlager, Fig. 3 die Oberansicht und den wagrechten Schnitt eines Pfeilers, Fig. 3^a Ansicht und Schnitt eines Widerlagers im Maassstabe 1 : 100; Fig. 4 ist der Längenschnitt eines halben Bogens, Fig. 5 der halbe Querschnitt eines Bogens

durch den Scheitel mn im Maassstabe 1 : 30; Fig. 6 ein Theil des Querschnittes nach der Linie rn in Fig. 4, Fig. 7 der Schnitt einer inneren Rippe nach xz, Fig. 8 der Schnitt derselben Rippe nach uv, Fig. 9 der Schnitt einer Widerlagsplatte und Fig. 10 ein Schnitt des Geländers und Gurtgesimses. Auf den Zeichnungen sind alle Dimensionen in badischen Füssen angegeben.

Die vormalige Kinzigbrücke war für ein doppeltes Bahngeleise bestimmt und bestand aus fünf gleich grossen Oeffnungen von 11,4^m Spannweite und 1,14^m Pfeilhöhe. Die Pfeiler und Widerlager waren aus Quadern von rothem Sandstein erbaut und auf eine 1,05^m dicke Betonschicht fundirt, welche mit ihrer Oberfläche 0,6^m unter der Sohle des Flussbetts lag. Die Fundamente waren von wasserdichten Spundwänden umgeben, deren Leitpfähle 3,6^m und deren Dielen 2,85^m tief in den Boden eingerammt waren. Diese Tiefe reichte jedoch für das aussergewöhnliche Hochwasser der Kinzig vom 1. August 1851, welches das Flussbett stellenweise 4,5^m tief unterwühlte, nicht hin, und es trat in Folge dieses Umstandes nach der Zerstörung der Spundwände und Betonschichten das schon erwähnte unglückliche Ereigniss ein.

Jedes früher bestandene Brückenfeld wurde von sechs gusseisernen, aus je drei Stücken zusammengesetzten Rippen getragen, wovon vier unmittelbar die Schienenstränge und zwei die Geländer und Fusswege unterstützten. Ihr Querschnitt ergibt sich zur Genüge aus den Figuren 5 bis 8 und die Verbindung ihrer drei Bestandtheile durch Flanschen und Bolzen aus Fig. 4 bis 7. Eine Mittelrippe hatte im Scheitel 4,59 □^{dm} Querschnitt und wog im Ganzen 6^T, während eine Seitenrippe im Scheitel 3,06 □^{dm} Querschnitt und ein Gesamtgewicht von 5,4^T hatte. Bei der grössten Belastung der Brücke war 1 □^{dm} des Querschnitts der Mittelrippen im Scheitel mit 9,7^T gepresst. Die Bogenschenkelstücke jeder Tragrippe endigten, wie man aus Fig. 8 sieht, in Flanschen, deren grösserer Theil sich an die lothrechte Pfeilerwand legte, während der kleinere, zum Bogen senkrecht gerichtete Theil in der gusseisernen Widerlagsplatte w (Fig. 4 und 9) stand. Diese Auflagsflanschen waren nach Fig. 4 mit dem Pfeilermauerwerk durch eiserne Bolzen von 3^{cm} Dicke verbunden.

Die Seitenschwankungen der sechs Tragrippen eines Brückenfeldes wurden durch zwölf Querbolzen (a b) von 4,5^{cm} Stärke verhindert. Jeder dieser Bolzen bestand, wie Fig. 5 zeigt, aus zwei gleichen Theilen, die an den Seitenrippen mit Köpfen (a, a) versehen und in der Mitte des Brückenfeldes durch gusseiserne Muffen (c, c) und schmiedeiserne Keile verbunden waren. Dergleichen Keile befanden sich auch zu beiden Seiten jeder Innenrippe, und es konnten demnach nicht bloss die äusseren, sondern alle Rippen in einem unveränderlichen Abstände erhalten werden.

Die Fahrbahn der Brücke ruhte auf den oben wagrecht abgeglichenen Tragrippen mittelst 3^{dm} breiter und

2,1^{dm} hoher eichener Langschwellen (e, e), welche an die Rippen festgeschraubt waren. Auf diesen Langschwellen lagen die mit Hakennägeln befestigten Thorschienen, 1,65^m von Mitte zu Mitte auseinander. Jeder Schienenstrang bestand auf die Länge eines Brückenfeldes aus drei Schienen, welche zweimal zwischen und einmal auf den Pfeilern aneinander gestossen waren. Damit sich die Schienenenden nicht in das Holz eindrückten, waren an den Stössen gusseiserne Plättchen untergelegt. Die Ränder der Bahn wurden von Gurtbalken (g, g) aus Eichenholz, welche mit einem passenden Gesimse versehen, auf der Oberfläche mit Eisen beschlagen und in entsprechenden Entfernungen mit den Seitenrippen verbolzt waren, getragen. Zwischen den Langschwellen und Gurtbalken lagen auf den Rippenflanschen eichene Querhölzer (i, i) von 1,4 × 1,5 Quadratdecimeter Querschnitt, welche die 6^{cm} starke Bedielung aus Eichenholz zu tragen hatten. Diese Bedielung war so eingerichtet, dass das Regenwasser durch die Spalten (d, d) zwischen je zwei Dielen sofort wieder von der Brücke abfliessen konnte.

Die Geländer bestanden aus Gusseisen und waren, wie aus Fig. 10 hervorgeht, durch Flanschen und Bolzen auf die Seitenrippen befestigt. Sie hatten wie die Tragrippen einen blaugrauen, das Holzwerk aber einen gelbbraunen Anstrich.

Zu der eben beschriebenen Brücke, welche nunmehr durch eine schmiedeiserne Gitterbrücke mit einer einzigen Oeffnung von 63^m Spannweite nach dem System von Town ersetzt ist, waren im Ganzen 180,5^T Gusseisen und 14,5^T Schmiedeisen erforderlich, so dass auf jede der fünf gleichen Oeffnungen 36,1^T Guss- und 2,9^T Schmiedeisen trafen.

Die Gesamtkosten der ganzen Brücke stellten sich nach der Ausführung auf 88546 fl, wovon in abgerundeten Summen 19000 fl auf die Fundationsarbeiten, 23800 fl auf Maurer- und Steinhauerarbeiten und 34500 fl auf die Herstellung der gusseisernen Tragbögen trafen und der Rest auf Eindeckung der Brücke und Auflegen der Schienen, Anstrich, Dammarbeiten, Uferschutz u. s. w. verwendet wurde. —

Die Berechnung der Querschnitte der Tragbögen gestaltet sich einfach, wenn das Eigengewicht als gleichmässig vertheilte Belastung betrachtet wird, wozu die bei allen gusseisernen Brücken gewählten, zwischen $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{12}$ wechselnden, starken Verdrückungen immerhin berechtigten. Substituiert man ferner für die stärkste Belastung durch concentrirte Kräfte eine gleichmässig vertheilte zufällige Belastung, welche im Scheitel des Bogens denselben Angriff bewirkt, wie jene, so lässt sich für diese Totalbelastung die Mitteldrucklinie, welche in diesem Falle eine Parabel wird, ohne Anstand construiren. Dieser Drucklinie ganz oder nahezu parallel wird hierauf die Axe des Tragbogens festgesetzt, um die günstigste Druckvertheilung über den Querschnitt desselben bei der Maximal-

belastung zu erzielen. Was übrigens die Form des Querschnitts anlangt, so ist diese mit Rücksicht auf eine möglichst grosse Widerstandsfähigkeit gegen seitliche Ausbiegungen, und, wenn der Bogen nur Druckspannungen erleiden soll, ferner so zu bestimmen, dass die Drucklinie auch bei einseitigen Belastungen in allen Querschnitten innerhalb des Centralkerns verläuft. Da nun aber durch hinreichend starke Querverspannungen dafür Sorge getragen wird, dass der Bogen gegen seitliche Ausbiegungen sowohl wie gegen Torsion gesichert ist, somit also die Druckspannungen symmetrisch gegen die durch die Axe des Bogens gelegte Verticalebene vertheilt angenommen werden können, so wird die letztere der gestellten Bedingungen erfüllt sein, wenn die Drucklinie innerhalb der Begrenzungslinien, welche man durch Verbindung der obersten oder untersten Punkte des Centralkerns für mehrere auf einander folgende Bogenquerschnitte in der genannten Verticalebene erhält, d. i. innerhalb der Kernränder verläuft.

Die Bestimmung derselben für rechteckigen Querschnitt wurde auf Seite 44 angegeben; es liegen die obersten und untersten Punkte des Kernrandes in $\frac{2}{3}h$ (oder $\frac{2}{3}b$) von der unteren und bezw. oberen Seite (b oder h) entfernt. Sind demnach die Einzelkräfte symmetrisch zu der mit h parallelen Mittellinie oder Schwerpunktsaxe, so wird, so lange der Angriffspunkt der Mittelkraft im mittleren Drittheil der Höhe h sich befindet, der Querschnitt nur in einem Sinne, entweder nur auf Druck oder nur auf Zug, beansprucht werden, je nachdem die Einzelkräfte Druck- oder Zugspannungen sind.

Für einen doppel-T-förmigen Querschnitt, dessen Cotirung wie auf Seite 84 gewählt werden soll, erhält man den obersten Punkt des Kernrandes — die Mittelrippe in einer Verticalebene liegend vorausgesetzt — dann, wenn die neutrale Axe die untere Begrenzung der unteren Flansche berührt. An dieser Linie selbst (z-Axe) werden die Spannungen gleich Null, von da aus aber bis zur oberen Abgrenzung der oberen Flansche nehmen dieselben proportional dem Abstände (y) von der neutralen Axe zu.

Die Summe aller dieser Spannungen wird, wenn β die in der obersten Faser herrschende Spannung bezeichnet:

$$\dot{R} = \frac{\beta}{h} \int_0^h zy \, dy.$$

Denkt man sich dieselben in eine Mittelkraft vereinigt und bezeichnet h_0 den Abstand der letzteren von der neutralen Axe, so wird

$$\dot{R} \cdot h_0 = \frac{\beta}{h} \int_0^h zy^2 \, dy, \text{ und hieraus}$$

$$h_0 = \frac{\int_0^h zy^2 \, dy}{\int_0^h zy \, dy} = \frac{\Theta_0}{\mathfrak{R}_0}, \text{ wenn}$$

Θ_0 das Trägheitsmoment und \mathfrak{R}_0 das statische Moment des Querschnitts, bezogen auf die untere Begrenzungslinie der Flansche, bedeutet. In gleicher Weise findet man aber auch den untersten Punkt des Kernrandes, wenn die neu-

trale Axe mit der oberen Abgrenzung der oberen Flansche zusammenfällt.

Nimmt man für einen besonderen Fall

$$h = 75^{\text{cm}}, h_1 = 71^{\text{cm}}, h_2 = 69^{\text{cm}}, h_3 = 59^{\text{cm}}, \\ b_1 = 1^{\text{cm}}, b_2 = 10^{\text{cm}} \text{ und } b = 13^{\text{cm}},$$

so wird $\frac{\Theta_0}{R_0} = 62^{\text{cm}}$; es liegen somit die Kernränder um je 13^{cm} von der oberen und unteren Begrenzung des Trägers entfernt. —

Bei vollständiger Belastung findet sich unter den gemachten Voraussetzungen der Bogenquerschnitt im Scheitel aus der Gleichung:

$$F = \frac{\hat{q} l^2}{8 p \cdot \beta},$$

und jener am Kämpfer aus:

$$F_1 = \frac{\hat{q} \cdot l}{8 p \cdot \beta} \sqrt{l^2 + 16 h^2}, \text{ wenn}$$

\hat{q} die zu substituierende, auf einen Bogen treffende, gleichmässig vertheilte Belastung pr. Längeneinheit,

l die Spannweite,

p die Pfeilhöhe und

β die pr. Flächeneinheit zulässige Anspruchnahme auf die Dauer bezeichnet.

Was nun aber den Werth von β anlangt, so wurde dieser, wie sich aus der Vergleichung einer grösseren Anzahl von ausgeführten Brückenconstructions ergibt, aus der Druckfestigkeit allein nicht abgeleitet. Derselbe wechselt, ähnlich wie bei steinernen Brücken, mit der Spannweite und Pfeilhöhe, und man erhält annähernd eine Uebereinstimmung mit den bei Musterbrücken benützten Werthen, wenn man bei Gusseisen

$$\beta = 0,062 \cdot l + 2,3 \cdot \frac{r}{p}$$

setzt, worin die Spannweite l in Centimetern einzusetzen ist, r den Halbmesser des Bogens und p dessen Pfeilhöhe bedeutet, und β in Kgr pr. \square^{cm} erhalten wird.

Bei der Kinzigbrücke ist $l = 1140^{\text{cm}}$, $\frac{r}{p} = 13$ und somit $\beta = 100^{\text{k}}$ pr. \square^{cm} .

Für die Southwarkbrücke hat man $l = 7296^{\text{cm}}$, $r = 9500$ und $p = 729^{\text{cm}}$; darnach berechnet sich β zu 480^{k} pr. \square^{cm} . Mit diesen Werthen von β ergeben sich nahehin dieselben Querschnitte, wie sie der Ausführung zu Grunde liegen, sobald man die Belastung den gewöhnlichen Annahmen entsprechend in Ansatz bringt. —

Diesen Bemerkungen über Berechnung der Querschnitte gusseiserner Tragbögen fügen wir eine von Herrn Gerber aufgestellte Gleichung hinzu, welche zur Bestimmung der Dimensionen des Querverbandes bei prismatischen, gedrückten Stäben dient.

Bezeichnet nämlich

\hat{Q} den Druck auf die Enden eines gepressten Stabes,

Θ' das Trägheitsmoment des Querschnittes in Beziehung auf die zur Biegeebene senkrechte Schwerpunktsaxe,

m den Abstand der äussersten Längenfaser von dieser Axe,

ϵ den Elasticitätsmodul und

l die freie Länge des Stabes,

so berechnet sich die Kraft, mit welcher ein gedrückter Stab in der Mitte normal zu seiner Richtung gehalten werden muss, damit diese Mitte, bzw. der Schwerpunkt des mittleren Querschnittes, in der Geraden zwischen den Schwerpunkten der freien Endflächen bleibt, aus der zum Theil empirischen Formel:

$$\hat{S} = \frac{m}{\Theta'} \cdot l \cdot \frac{\hat{Q}^2}{\epsilon},$$

welche mit einigen Modificationen auch für Bögen benützt werden kann. —

Blatt 46, 47 und 48.

Carrousselbrücke in Paris.

Diese in den Jahren 1834 bis 1836 von dem Ingenieur Polonceau erbaute Brücke bezeichnet einen wesentlichen Fortschritt in der von Reichenbach in München erfundenen Construction gusseiserner Röhrenbrücken. Sie ist die Vorgängerin vieler anderer Brücken dieser Art, welche in Frankreich für Landstrassen und Eisenbahnen (in senkrechter und schiefer Richtung zu deren Axe) ausgeführt wurden. Obwohl bei diesen neueren Brücken einzelne, theils von Polonceau selbst, theils von anderen Ingenieuren ausgehende Veränderungen und Verbesserungen angebracht sind, so beschränken wir doch unsere Darstellung auf den ersten Bau dieser Art, nicht blos weil er den übrigen als Muster diene, sondern auch weil die späteren Abänderungen nicht sehr bedeutend sind.

In unserer Abbildung der Carrousselbrücke gibt Fig. 1 die Längensicht eines halben Bogens, Fig. 2 den Längenschnitt der anderen Hälfte desselben; Fig. 3 stellt eine Oberansicht der Fahrbahn mit und ohne Bekiesung und Fig. 4 einen Grundriss der Tragrippen und des über dieselben verbreiteten Gebälks vor. Der Maassstab dieser vier Figuren beträgt $\frac{1}{120}$ der natürlichen Grösse. Fig. 5 liefert einen halben Querschnitt durch den Scheitel AB eines Brückenfeldes mit der Seitenansicht der Tragröhren und des Pfeilermauerwerks in einem dreimal grösseren Maassstabe als der vorhergehende. Fig. 39 ist eine Ansicht und Fig. 40 ein Querschnitt des Gerüsts, das zum Aufschlagen der Brücke diente. Der Maassstab dafür ist dem der ersten vier Figuren gleich. Die übrigen Darstellungen sind Details, die später näher bezeichnet werden.

Die in Rede stehende Brücke, welche die Strasse zwischen dem Carrousselplatze und dem Quai Voltaire in Paris über die Seine führt, hat drei gleiche Oeffnungen von $47,7^{\text{m}}$ Spannweite, und es ruhen die aus Gusseisen und Holz gebildeten Tragrippen einer jeden auf massiven Widerlagern und Pfeilern, welche auf Beton fundirt und von Steinquadern erbaut sind.

Jede solche Rippe besteht aus einem Holzbogen und einem Röhrenbogen. Der Holzbogen bildet gewissermassen den Kern und der Röhrenbogen die Schale der Rippe. Jener ist aus horizontal liegenden Bohlen (b, b, Fig. 8) und dieser aus vertical an einander geschraubten halbcylindrischen Röhrenstücken (a, a) zusammengesetzt.

Der Holzbogen wurde nicht erst auf einem Werkplatze abgebunden, sondern über dem in Fig. 39 und 40 dargestellten und zwischen den fertigen Pfeilern aufgeschlagenen Gerüste hergestellt, indem man auf dasselbe erst eine Reihe sehr genau an einander gestossener Bohlen legte und nach dem Bogen krümmte, hierauf eine Lage Theer heiss auftrug und darüber eine zweite Bohlen-schichte mit gewechselten Stössen befestigte, und in der Weise fortfuhr, Theer- und Bohlen-schichte wechseln liess, bis der Bogen mit neun Bohlenlagen die gehörige Dicke erreicht hatte. Nunmehr wurden die Bohlen von 2 zu 2 Meter Entfernung und senkrecht auf den Bogen durch Schraubenbolzen (c, c) mit untergelegten Reibplatten fest an einander gepresst und hierauf an ihren Kanten so bearbeitet, dass sie den in Fig. 8 dargestellten ovalen Querschnitt (a, a) bildeten. Schliesslich wurde auch die Aussenfläche des Bogens mit heissem Theer, und zwar ziemlich dick, bestrichen.

Der Röhrenbogen ist aus halbcylindrischen Mantelstücken mit Flanschen, welche der Stirnfläche der Brücke parallel laufen, zusammengesetzt. Es sind vier Arten derselben, welche aber alle den in Fig. 8 dargestellten Querschnitt haben, zu unterscheiden, nämlich: äussere und innere Bogenanfänger und äussere und innere Längsstücke. Die Fig. 19, 20, 21 stellen einen äusseren Bogenanfänger dar, und zwar ist Fig. 20 dessen Ansicht, Fig. 19 dessen Schnitt nach EF und Fig. 21 der Schnitt nach GH. In Fig. 1 bezeichnet das Stück d diesen Anfänger. Der Ansatz d, d desselben passt in die Widerlagsplatte (Fig. 26 und 27). Bei e, e kann das äussere Längsstück, welches in Fig. 1 durch ef bezeichnet und in Fig. 22 vergrössert dargestellt ist, mit dem Ansätze d', d' in den Anfänger eingeschoben werden; und in gleicher Weise lässt sich jedes folgende Längsstück mit dem vorhergehenden vereinigen. Die inneren Bogenanfänger sind wie die äusseren beschaffen, aber nur halb so lang, damit ein Wechsel der Stossfugen stattfinden kann, und ausserdem fehlt ihnen der Knopf i, i. Ebenso sind die inneren Längsstücke von den äusseren nur durch den Mangel des eben genannten Knopfes und der Rippe k, k verschieden. Die Bogenstücke wurden erst nach Entfernung des Lehrgerüsts für die Holzbögen versetzt. Dabei dienten letztere als Lehren für die Röhrenbögen. Es wurden immer nur zwei sich gegenüberstehende Halbstücke umgelegt und die Bolzenlöcher des einen Stücks erst nach dem Anpassen an Ort und Stelle gebohrt. Wegen des Verziehs durch Temperaturwechsel hat man diese Löcher länglich gemacht,

was sich aber durch spätere Erfahrungen als überflüssige Vorsicht erwies.

Die Widerlagsplatten, welche die Bestimmung haben, die Tragrippen mit den Pfeilern zu verbinden, sind in den Figuren 24 bis 30 mit allen Einzelheiten dargestellt. Dieselben bestehen aus den Grund- und Hauptplatten; erstere wurden in Cement, letztere in Eisenkitt versetzt.

Die Verspannung der fünf Rippen eines jeden Brückenfeldes wurde theils durch gerade, theils durch schräge Bänder bewirkt, wie aus der rechten Hälfte der Fig. 4 im Ganzen, und aus den Figuren 5 und 31 bis 38 im Einzelnen deutlich zu entnehmen ist. Die geraden Bänder sind entweder hohle gusseiserne Cylinder (h, h), welche die Rippen aus einander halten, oder schmiedeiserne Querbolzen (g, g), welche die Rippen zusammenziehen, während die schrägen Bänder (m, m) gusseiserne Schienen von dem Querschnitte q in Fig. 32 sind. An die Stemmrohre h, h sind viereckige Füsse (l, l) gegossen, mit welchen sie sich gegen die auf den Rippen angebrachten Lager- und Kragstücke stützen. Die schrägen Bänder wurden mit Schraubenbolzen an die in Fig. 33 in der Ober- und Seitenansicht dargestellten gusseisernen Böcke (n, n), welche ihrerseits mit den Kragstücken verschraubt sind, befestigt. Zur weiteren Versinnlichung der Befestigung der Bänder an den Kragstücken der Rippen ist in Fig. 23 ein Durchschnitt derselben nach der Linie MN (Fig. 31 und 32) gezeichnet.

Die Ausfüllung des Raumes zwischen den Bogen-schenkeln und den Strassenträgern der Fahrbahn wurde durch gusseiserne Ringe (R, R) bewirkt, deren Durchschnitte und Seitenansicht in den Figuren 8 bis 10 dargestellt sind. Die Nuthen der Einkehlungen (o, o) dienen einerseits dazu, die Ringe über den Kragstücken der Bogenrippen aufzustellen, andererseits die zur Verbindung mit den Strassenträgern dienenden Holzstücke (p, p, Fig. 12) aufzunehmen. Die Durchmesser und Formen dieser Ringe ändern sich mit ihrem Abstände vom Scheitel des Bogens, in dessen Nähe sie sogar in ganze und halbe massive Cylinder übergehen. Die Entfernung der Ringe von einander und ihre feste Stellung in der Richtung des Bogens wird durch gusseiserne Bindestücke (r, r), welche mit den Ringen durch einen Splintbolzen (s, s) verbunden sind, bewirkt. Die Ringe stehen, wie Fig. 8 und 10 zeigen, nicht unmittelbar auf den Rippen, sondern mittelbar durch plattenförmige Federn (u, u) von 8^{cm} Dicke, 4^{cm} Breite und einer den Durchmessern der Ringe entsprechenden Länge. Diese Federn sind zu beiden Seiten des Rings auf kleine Cylinder (v, v) aufgerollt, damit der Druck des Ringes nicht bloß auf eine einzige Stelle der Rippe, sondern auf drei Punkte derselben stattfindet. Ebenso wurde oben auf dem Ringe der Druck der Strassenträger durch die Holzstücke p, p zu vertheilen gesucht; und damit die Ringkanten sich nicht in diese Träger eindrücken

konnten, wurden zwischen beide die Blechplatten (t, t) eingeschoben. Die Seitenverschiebung der Ringe aller fünf Rippen wird auf die in den Figuren 17 und 18 dargestellte Weise durch quadratische Eisenstangen (w, w) von 5^{cm} Dicke verhindert.

Die Brückenbahn zerfällt in die Fahrbahn und die Fusswege. Ihre Construction geht zur Genüge aus Fig. 1 bis 5 in Verbindung mit Fig. 8 bis 11 hervor. Jeder der fünf Strassenträger ist aus zwei neben einander befindlichen und zusammengeschraubten Lagen eichener Balken (z, z) zusammengesetzt. Auf diese Träger sind 42 Querschwellen (α , α) von gleichem Holze durch Kämme und Bolzen befestigt. Diese Schwellen werden durch eiserne Windruthen (β , β), deren Details in Fig. 34, 36, 38 dargestellt sind, zusammengehalten. Fig. 34 zeigt die Verbindung zweier Schienen unter sich, Fig. 36^a ein Mittelstück und 36^b ein Endstück derselben. Durch die Löcher γ und die Querschwellen α geht der Bolzen δ , um die Windruthen an letzteren zu befestigen. Ueber den Querschwellen liegt eine doppelte Bedielung und hierauf eine Kieslage für die Fahrbahn. Die unteren Bohlen sind aus Eichen- und die oberen aus Föhrenholz. Beide sind mit Nägeln befestigt und mit Theer getränkt. Die Dielen der Fusswege sind ebenfalls aus Eichenholz und unten getheert. Eiserne Abweiser (ϵ , ϵ Fig. 5 und 6) schützen sie vor dem Anstoss der Fuhrwerke und ein Geländer von gleichem Materiale gibt ihnen einen passenden Abschluss nach der Stirnseite, der noch durch ein an die Längsbalken η , η , die Querschwellen α , α und die Strassenträger z, z befestigtes und in Fig. 1 in der Seitenansicht gezeichnetes Gurtgesimse gehoben wird.

Die Verbesserungen, welche das hier beschriebene Brückensystem in Folge neuerer Bauten durch Polonceau selbst erfahren hat, finden sich nach einer Notiz des letzteren auf Seite 73—89 des Jahrgangs 1845 der Förster'schen Bauzeitung zusammengestellt. Wir heben daraus nur hervor, dass der elliptische Querschnitt der Röhren zwar beibehalten, aber, um eine grössere Steifigkeit zu erzielen, der rechteckigen Form mehr genähert wurde; ferner dass der Holzbogen, dem man früher eine sehr grosse Wirkung zuschrieb, bei den später gebauten Brücken wegblieb, da die Erfahrung lehrte, dass er die Festigkeit des Röhrenbogens fast um Nichts erhöhte; endlich dass die zur Verspannung der Tragrippen dienenden geraden und schrägen Bänder nicht mehr an den Längensflanschen der Röhren, als den schwächsten Theilen derselben, sondern an Backenstücken angebracht werden, welche in der Mitte der Röhren an diese festgeschraubt sind. Für Eisenbahnbrücken gibt Polonceau den Rath, nicht nur das Verhältniss der Pfeilhöhe zur Spannweite von $\frac{1}{10}$ auf $\frac{1}{8}$ zu erhöhen, sondern auch den Röhrenstücken, wie schon Reichenbach that, Stossflanschen zu geben, die Bolzen der letzteren jedoch erst dann anzuziehen, wenn die der Längensflanschen schon

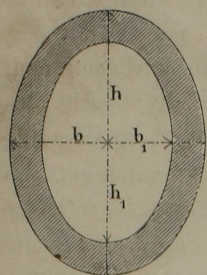
angezogen sind und keine Verschiebung der Röhrenstücke mehr stattfindet.

Das Lehrgerüste, welches zum Aufstellen der Holzbögen der Carrousselbrücke diente, und von dem in den Figuren 39 und 40 Ansicht und Querschnitt dargestellt sind, gibt sich durch seine einfache und zweckmässige Anordnung als ein Meisterstück von Holzconstructions zu erkennen, das für ähnliche Zwecke nachgeahmt zu werden verdient. Man kann sich leicht überzeugen, dass man es hier mit einem vereinigten Spreng- und Hängwerk zu thun hat, das seine Stützpunkte auf beiden Pfeilern und Jochen findet, welche die Längsbalken a, a unmittelbar tragen und den Streben b, b feste Stützpunkte gewähren. Die Bänder c, c verhindern das Biegen der langen Strebhölzer. An das aus den Verbandstücken a, b, c zusammengesetzte Sprengwerk sind mittelst der Zangen d, d die Balken e, e aufgehängt, welche den eigentlichen Lehrbogen bilden, auf dem die Tragrippen r, r mittelst Holzklötzen k, k ruhen. Um die sechs Rippen des Gerüstes unter sich fest zu verbinden, sind Querbalken, Zangen und Windruthen auf die aus der Zeichnung genügend klar hervorgehende Weise angebracht.

Das Lineal, welches die Figuren 41 bis 44 abgebildet zeigen, war aus doppelten Brettstücken von je 4^m Länge zusammengesetzt und hatte die Länge eines Brückenfeldes. Es diente zur Erzielung der grösstmöglichen Uebereinstimmung der Abmessungen sowohl bei der Anlage der Pfeiler als bei Ausführung der Holz- und Röhrenbögen. Zu diesem Ende war es zerlegbar und konnte daher, nachdem es für das Mauerwerk benützt war, auf den Werkplatz der Zimmerleute und von hier aus in die Eisengiesserei geschickt werden. Ausserdem wurde dieses 48^m lange Lineal noch dazu benützt, zu untersuchen, ob das Holz in der Richtung seiner Fasern durch Wärme und Feuchtigkeit so merkliche Veränderungen erleide, dass darauf bei den Holzbögen Rücksicht zu nehmen sei. Diese Aenderungen, welche der an dem einen Ende angebrachte Zeiger z kundgab, betrugen aber kein Zehntausendstel der ganzen Länge und kamen daher bei der Ausführung der genannten Bögen nicht in Anschlag. —

Zur Berechnung der Dimensionen der Bögen gusseiserner Röhrenbrücken hat Ardant in dem auf Seite 70 bereits genannten Werke gleichfalls die nöthigen Formeln entwickelt. Wir geben dieselben, welche Anhaltspunkte zur Beurtheilung der Zulässigkeit der früher vorgeschlagenen Berechnungsweise gusseiserner Tragbögen bieten, hier unter Hinweis auf die bei den hölzernen Bogensprengwerken gemachte Bemerkung über Stabilitätsuntersuchungen derartiger Bauwerke und unter der Voraussetzung, dass die Grössen x_0 , y_0 , r , g , v , v_1 , \dot{P} und \dot{H} dieselbe Bedeutung beibehalten sollen, welche ihnen auf Seite 70 für Holzbögen beigelegt wurde. Für Bögen aus Gusseisen, deren Querschnitt von zwei Ellipsen begrenzt ist, soll ferner bezeichnen:

b und b_1 die wagrechten Halbbaxen dieser Ellipsen,
 h und h_1 die lothrechten Halbbaxen derselben,



β die grösste Druckspannung, welche die
 Flächeneinheit des Bogenquerschnitts
 auf die Dauer erträgt (500^k für $1 \square^{cm}$
 Gusseisen oder Schmiedeisen), und
 ε den Elasticitätsmodul des Röhren-
 materials, welcher nach Ardant auf
 $1 \cdot 200 \cdot 000^k$ für $1 \square^{cm}$ Guss- oder
 Schmiedeisen angenommen werden
 kann.

Für gedrückte Bögen, welche hier ausschliesslich ver-
 wendet werden, findet sich:

- 1) der Horizontalschub am Bogenanfange

$$\dot{H} = \frac{1}{2} r \dot{P}, \text{ und}$$

- 2) die Beziehung zwischen Querschnitt und Belastung:

$$bh^3 - b_1 h_1^3 = \frac{\dot{P}}{2\beta\pi} \left(\nu \frac{bh^3 - b_1 h_1^3}{bh - b_1 h_1} + \frac{1}{6} r \nu_1 h \right).$$

Folgendes Beispiel wird unter Berücksichtigung der
 früher gegebenen Erklärungen die Anwendung dieser For-
 meln erleichtern.

Eine gusseiserne Röhrenbrücke von der auf den Blät-
 tern 46—48 dargestellten Form bestehe aus Bögen von
 48^m Weite, $4,9^m$ Pfeilhöhe und einem elliptischen Quer-
 schnitt. Die Gesamtlast, welche ein solcher Bogen zu
 tragen hat, sei $50 \cdot 000^k$. Es fragt sich, wie gross der
 elliptische Querschnitt sein muss, damit der Bogen diese
 Last mit Sicherheit trägt, vorausgesetzt, dass die Halb-
 axe $b_1 = \frac{8}{9} b$, $h_1 = \frac{8}{9} h$, also $b_1 h_1 = 0,79 bh$ und $b_1 h_1^3 =$
 $0,624 bh^3$ angenommen wird.

Hier ist $x_0 = 24^m$, $y_0 = 4,9^m$, folglich $\frac{x_0}{y_0} = 4,89$
 oder 5; daher $\nu = 2,66$ und $\nu_1 = 0,053$. Ferner ist
 $\dot{P} = 50 \cdot 000^k$, $\beta = 5 \cdot 000 \cdot 000^k$ pr. \square^m und $r = 61^m$.

Wenn diese Werthe in die beiden obigen Formeln
 eingesetzt werden, so ergibt sich

- 1) der Horizontalschub eines Bogens $\dot{H} = 66500^k$ und
 2) das Product

$$bh^3 = 0,02h + 0,0024.$$

Von den zwei Unbekannten b und h muss eine ange-
 nommen werden, wenn die andere aus der letzten Gleichung
 hervorgehen soll. Nehmen wir $b = 0,15^m$, so wird $h = 0,21^m$
 und nach den vorhergehenden Annahmen $b_1 = 0,133^m$,
 $h_1 = 0,1875^m$. Der wagrechte Durchmesser der Röhre
 würde somit $0,3^m$ und der lothrechte $0,42^m$ betragen. —

Die Querschnittsfläche im Scheitel bestimmt sich
 hieraus zu $206 \square^{cm}$. Hätte man die zulässige mittlere
 Pressung wie auf Seite 134 bestimmt, so wäre

$$\beta_m = 0,062 \cdot 4800 + 2,3 \cdot \frac{6100}{490} = 326^k$$

erhalten worden.

Mit diesem Werthe von β_m wird aber ferner:

$$F = \frac{\dot{q} l^2}{8h \cdot \beta_m} = 188 \square^{cm},$$

somit also ein Unterschied von $18 \square^{cm}$ gegen die andere
 Berechnungsweise, der in Anbetracht der grossen Ab-
 weichungen der Werthe von β bei verschiedenen Brücken-
 constructionen als relativ gering zu bezeichnen ist. —

Blatt 49 und 50.

Blechbogenbrücke über die Aare bei Olten.

Trotzdem man längst dahin gekommen war, bei
 Gitter- und Fachwerkbrücken auch zu den gedrückten
 Constructionstheilen ausschliesslich Walzeisen anzuwenden,
 wurde doch erst im Jahre 1855 eine Brücke vollendet,
 bei welcher das genannte Material zur Bildung eines
 Druckbogens nach Art der Steingewölbe oder ent-
 sprechend den schon im vorigen Jahrhundert ausgeführten
 gusseisernen Brückenbögen benützt wurde.

Es war dies nämlich die Stadthausbrücke (Pont
 d'Arcole) in Paris, deren Erbauer Oudry sofort das be-
 zeichnete Constructionssystem mit grosser Kühnheit aus-
 beutete. Die einzige Oeffnung der 20^m breiten Brücke
 hat eine Spannweite von 80^m , während die Pfeilhöhe der
 12 Bogenrippen nur $\frac{1}{10}$ jener Spannweite beträgt. Die
 zur unmittelbaren Aufnahme der macadamisirten Fahr-
 bahn und der asphaltirten Fusswege dienenden horizon-
 talen Gurtungen sind mit Barlowschienen abgedeckt, mit
 den Widerlagern verankert und übertragen die Verkehrs-
 last durch ein aus Walzeisen gebildetes Dreiecksnetz auf
 die Bögen, ohne dass jedoch eine fachwerkartige Ver-
 bindung der letzteren mit den horizontalen Gurtungen
 anzunehmen ist. Bei der Berechnung des Bogenquer-
 schnittes soll eine zulässige Anspruchnahme von 600^k
 pr. \square^{cm} zu Grund gelegt worden sein. —

Rasch folgten diesem grossartigen Bauwerk ähnliche,
 meist mit erheblich geringeren Spannweiten, — so die
 auf den Blättern 49 und 50 dargestellte Brücke über die
 Aare bei Olten in der Schweiz (1856), dann die von
 Cesanne ausgeführte Theissbrücke bei Szegedin (1858) mit
 8 Oeffnungen à $42,34^m$ Spannweite und $\frac{1}{8}$ Verdrückung,
 deren Pfeiler die ersten waren, welche diesseits des Rheins
 nach der pneumatischen Methode fundirt und aus Eisen
 hergestellt wurden, während zugleich an dem Oberbau
 das Bogenfachwerksystem zuerst in grösserem Maassstabe
 ausgeführt erscheint.

Die interessanten Beobachtungen, welche an dieser
 Brücke über die bei Bogenconstructionen besonders zu
 berücksichtigenden Einwirkungen der Temperaturverände-
 rungen angestellt wurden, scheinen die Veranlassung ge-
 geben zu haben, dass Blechbögen von nun an meistens
 mit Kämpfercharnieren ausgeführt wurden, wie dies zu-
 erst von den französischen Ingenieuren Couche und Salle
 bei dem Bau einer $45,2^m$ weiten schiefen Bogenbrücke
 über den Canal von St. Denis geschah. Mit solchen Char-
 nieren am Auflager, welche ganz besonders die Sicherheit
 der Berechnung und der statischen Wirkungsweise der

einzelnen Brückentheile erhöhen, wurde in Deutschland zuerst die von Hartwich ausgeführte und mit Recht wegen ihrer bedeutenden Dimensionen und ihrer mit der romantischen Umgebung trefflich harmonirenden Gesamtwirkung gerühmte Rheinbrücke bei Coblenz versehen, welche im Jahre 1864 vollendet wurde und drei Oeffnungen von je 96,65^m Weite und 8,78^m Pfeilhöhe besitzt.

Abweichend von dem Systeme des Bogenfachwerks werden hier die Verkehrslast und das Gewicht der Fahrbahnconstruction blos durch senkrechte Stützen auf die drei Bogenrippen übertragen und sind diese nach Art der hölzernen Cascadebrücke in Nordamerika als gebogene Fachwerkträger angeordnet.

Theils vor, theils nach der Coblenzer Brücke wurden noch mehrere, jedoch weniger bedeutende Blechbogenbrücken erbaut, von denen nur in Kürze die Rheinbrücke zu Constanz, die Brücke über die Ruhr in Mülheim und die über die Drau bei Marburg erwähnt werden sollen.

Eine interessante Neuerung, welche schon Anfangs der sechziger Jahre in Vorschlag gebracht wurde, fand 1865 zuerst bei der Unterspreebrücke in Berlin Anwendung, indem dieselbe auch in ihrem Scheitel mit einem Charniere versehen wurde. Bald darauf wandte man dieses mit einigem Misstrauen betrachtete System bei zwei französischen Bogenbrücken, worunter eine mit 42^m Spannweite, an, und auch Gerber hat an einem eisernen Stege bei Hohenschwangau vor einigen Jahren von dieser Anordnung modificirten Gebrauch gemacht. Die volle Bestätigung über die Zweckmässigkeit der Scheitelcharniere muss jedoch erst der nächsten Zukunft überlassen werden. —

Von den verschiedenen in Obigem erwähnten Blechbogenbrücken findet sich die über die Aare bei Olten auf Blatt 49 und 50 dargestellt, und geben wir in Folgendem zunächst die wenigen Notizen, welche in der „Sammlung von Zeichnungen zu Brücken und Thalübergängen der schweizerischen Centralbahn“ den von Etzel herausgegebenen Originaldarstellungen beigelegt sind.

Die 1856 vollendete, für Doppelbahn gebaute und in einem Gefälle von 18[‰] liegende Brücke hat drei gleich weite Oeffnungen von 31,5^m Spannweite, deren Scheitel des erwähnten Gefälles wegen bezw. 6,0, 5,35 und 4,7^m über den in einer Horizontalen befindlichen Kämpferlinien liegen. Die Pfeilerstärke, in derselben Horizontalen gemessen, beträgt 4,5^m.

Als Gewicht des in eigener Regie der Bahnverwaltung ausgeführten eisernen Oberbaues finden sich angegeben an Gusseisen 23^T, an Schmiedeeisen 389^T, wonach, bei der Annahme einer gleichmässigen Vertheilung, pro Meter und Geleise 2180^k treffen. Ferner ist bemerkt, dass die Foundation der Widerlager durch mit Spundwänden umfasste Betonschichten, die der Pfeiler durch Senkkästen auf Pfahlrost bewerkstelligt wurde, und dass die Kosten der Gründungsarbeiten ca. 70000, die des ge-

samnten Mauerwerks 231000, und die des eisernen Oberbaues 299000 Frcs betragen. —

Ueber die Anordnung des letzteren lässt sich aus den Zeichnungen Folgendes entnehmen.

Die Brückenträger bilden reine Bogenconstructionen, auf welche die Verkehrslast und das Fahrbahngewicht blos durch verticale Stützen übertragen werden, so dass alle horizontalen und sonstwie gerichteten Spannungen im Bogen selbst zum Ausgleich gelangen müssen. — Wie die Querschnitte Fig. 2, 3, 6 und 7 erkennen lassen, sind fünf Bögen angeordnet, einer in der Mitte der ganzen Fahrbahn, je einer unter den Geländern und je einer unter der Mitte der beiden Geleise. Jeder Bogen ist gebildet durch zwei verticale, concentrisch geformte und etwa 15^{mm} von einander im Lichten abstehende Blechtafeln a, a, an welche sich oben und unten je zwei Winkelleisen b, b ansetzen. Auf das untere Winkelleisenpaar ist eine Deckplatte genietet. — Der erwähnte Abstand von 15^{mm} wird durch drei hochkantig gestellte Flacheisen c, c gesichert, von denen eines in halber Höhe des Bogens durchläuft, während die beiden anderen in der Verticalprojection durch die Winkelleisen gedeckt werden. Von jedem Ansatzpunkte einer verticalen Stütze radial abgehend sind in jenem Zwischenraume noch die Bleche d, d eingeschaltet und an dem 2., 4. und 6. solchem Bleche, von jedem Auflager an gerechnet, legen sich, ebenfalls in radialer Stellung, die Versteifungsbleche e, e (Fig. 6) zwischen sämtliche Bögen, dieselben zu einem festen Ganzen verbindend.

Die schon mehrfach erwähnten verticalen Stützen f, f zwischen Bogen und Fahrbahn sind aus je vier, etwas aus einander gehaltenen Winkelleisen gebildet und umfassen einerseits die in der halben Höhe einer jeden Stütze dieselben versteifenden Flacheisen g, g, andererseits die Diagonalbänder m, m und die wagrechten Verbindungsschienen n, n, welche die Bänder g, g kreuzen.

In ähnlicher Weise wie die Bögen sind die horizontalen Fahrbahnträger h, h construiert, doch enthalten dieselben in ihrem Hohlraume zwischen den beiden verticalen Blechen ihrer geringeren Höhe wegen keine Zwischenschiene (c), und ist hier auf das obere Winkelleisenpaar eine Deckplatte aufgesetzt.

Correspondirend mit den radialen Absteifungstafeln e, e sind ferner hier senkrechte Blechwände i, i angebracht, welche in Verbindung mit den diagonalen Bändern q, q (Fig. 6) die horizontale Absteifung der Fahrbahn tafel bewerkstelligen.

Ueber den wagrechten Gurtungen h, h liegen unmittelbar die Querschwellen k; dieselben laufen unter den beiden Geleisen continuirlich durch und sind an ihren Köpfen durch einen Blechstreifen l, l verbunden, der an gusseisernen, auch zur Befestigung der Geländersäulen dienende Aufsätze angenietet ist.

Die Auflagerung der Eisenconstruction auf den Pfeilern

und Widerlagern ist bei den Bögen durch Gusseisenplatten o o bewerkstelligt, in welche die Bogenenden etwas eingelassen sind, während die horizontalen Gurten mittelst hölzerner Mauerlatten sich aufliegen. Die Mittelschienen g g sind durch gusseiserne Ansätze p mit den Mauerkörpern verbunden. —

Blatt 51.

Kettensteg über die Aare in Bern.

Die Hängebrücken, auf die Idee gegründet, die hauptsächlichsten der die Fahrbahn tragenden Constructionstheile nur in ihrer Zugfestigkeit zu beanspruchen und somit bei entsprechender Auswahl des Materials in billiger Weise bedeutende Spannweiten zu überdecken, bieten in constructiver und ästhetischer Beziehung so viele Vorzüge, dass ihre, wenn auch weniger in Deutschland als in anderen Staaten, ziemlich häufige Verbreitung ebenso wenig befremden kann wie das Bestreben mancher Ingenieure, das System der Hängebrücken so umzugestalten, dass es den Anforderungen unseres modernen Verkehrs genügen kann.

Wir unterlassen es, hier die constructive Weiterbildung des Systems von den ersten Anfängen, die darin bestanden, Seile über Flüsse zu spannen und daran befestigte Körbe von einem Ufer zum andern zu befördern, sodann, im nächsten Stadium, eine Brückenbahn auf diese Seile selbst aufzulegen, bis zu dem dermaligen Stande desselben zu verfolgen, und heben nur hervor, dass man je nach der Form, in welcher das Eisen für die tragenden Haupttheile in Verwendung kommt, Ketten-, Drahtseil- und Bänderbrücken unterscheidet. Letztere kamen nur in Frankreich zur Ausführung.

Die Drahthängebrücke über die Niagarafälle — „die Cliftonhängebrücke“ — besitzt die grösste Spannweite, welche seither überdeckt worden ist, nämlich 385,27^m; dieselbe wurde im Jahre 1867 in Angriff genommen und im Jahre 1869 vollendet. Die längste Drahthängebrücke in Europa wurde im Jahre 1832 von Chaley über das Saanethal zu Freiburg in der Schweiz erbaut; dieselbe hat von Mitte zu Mitte der Tragpfeiler einen Abstand von 273^m. Auf jeder Seite der 6,46^m breiten Brückenbahn sind zwei Seile angeordnet, die bei einer lichten Oeffnung zwischen den Pfeilern von 265,2^m einen Pfeil von 19,28^m besitzen. Jedes Seil enthält zwanzig Stränge, zwölf von 56 und acht von 48 Drähten, also zusammen 1 Seil 1056 Drähte von je 7,44 □^{mm} Querschnittsfläche und 600^k Zugfestigkeit, wenn das Zerriessungsgewicht für Draht pr. □^{mm} zu 80^k gerechnet wird. — Seit einigen Jahren besteht auch in Bayern, nämlich in Passau, ein Drahtseilsteg über die Donau, welcher auf Kosten einer aus Passauer Bürgern gebildeten Gesellschaft hergestellt worden ist und bei einer Spannweite von 127,4^m, einem Pfeil von 5,8^m und einer Breite der für Fussgänger bestimmten Bahn von

2,48^m in runder Summe 60000 fl an eigentlichen Baukosten und 7400 fl für Entschädigungen und dergl. erfordert hat.

Ueber die Hängebrücken entnehmen wir dem Werke Dr. Heinzerling's „die Brücken in Eisen“ noch nachfolgende geschichtliche Notizen.

Die erste für Eisenbahnbetrieb erbaute, zur Verbindung der New-York-Centraleisenbahn und der grossen Westbahn in Canada bestimmte Drahthängebrücke über den Niagara hat eine Spannweite von 250,34^m und wurde im Jahre 1855 dem Verkehre übergeben. Diese Brücke besitzt zwei Fahrbahnen, eine obere für eine eingleisige Eisenbahn, und eine untere für Strassenfuhrwerke bestimmte, welche an zusammen vier Kabeln aufgehängt sind. Diese Fahrbahnen sind unter sich, um eine gleichmässige Anspruchnahme der vier Drahtseile zu erzielen, durch Gitterwände aus Holz und Eisen verbunden, während zur Vermehrung der Steifigkeit von den Auflagerpunkten der Kabel aus Hängestäbe fächerartig nach den Brückenbahnen geführt, ebenso, zum Schutze gegen Windstösse, im Uferfelsen befestigte schräge Zugseile mit der Brückenbahn in Verbindung gebracht sind.

Die grösste aller bekannten Kettenbrücken ist die von Brunel für Fussgänger erbaute und im Jahre 1845 vollendete Charingcross- oder Hungerford-Brücke über die Themse in London, welche drei ganze Kettenbögen von 206,2^m Spannweite und 15,2^m Pfeilhöhe in der Mitte und zwei halbe Kettenbögen von 103,48^m Weite besitzt. Die Mittelöffnung der Pesth-Ofener Donaukettenbrücke hat von Mitte zu Mitte der Stützpfeiler einen Abstand von 202,99^m bei 14,5^m Krümmungspfeil, während die Seitenöffnungen dieser Brücke eine Länge von je 90,83^m und 18,29^m Pfeilhöhe besitzen. —

Nachdem man zur Verminderung der starken, bei ungleichen Belastungen auftretenden Verticalschwankungen der Hängebrücken mit Erfolg versteifte Kettenwände angewendet hatte, wie dies bei der, in den Jahren 1842 bis 1845 zur Ausführung gekommenen Brücke über den Neckar bei Mannheim, ebenso auch bei der im Jahre 1844 erbauten Kettenbrücke über die Aare in Aarau der Fall war, fanden solche Hängebrücken mit versteiften Kettenwänden für den Eisenbahnbetrieb an der im Jahre 1859 begonnenen und im Jahre 1860 eröffneten Kettenbrücke über den Donaucanal zu Wien eine weitere Verwendung. Diese zweigleisige Kettenbrücke hat eine Spannweite von 83,42^m und eine Pfeilhöhe von 4,21^m.

Für den Eisenbahnverkehr werden Hängebrücken, trotz Aussteifungen der Tragwände der Fahrbahn und der Ketten selbst, nur in ganz besonderen Fällen und als Nothbehelf Verwendung finden können, und auch bei gewöhnlichen Strassenbrücken wird trotz aller Verbesserungen eine besondere Vorliebe für dieses System bei uns nicht Platz greifen. Vollkommen gerechtfertigt dürfte es dagegen erscheinen, für Stege, welche ausschliesslich dem

Personenverkehre dienen, unter sonst geeigneten Verhältnissen dasselbe zu verwenden. Von dieser Ansicht geleitet haben wir in unsere Vorlegeblätter ausser den in der ersten Auflage dargestellten Kettenbrücken die Zeichnungen eines im Jahre 1857 über die Aare in Bern erbauten Kettensteiges aufgenommen.

Die graphischen Darstellungen und einige Notizen über diesen Steg sind dem 4. Bande der „schweizerischen polytechnischen Zeitschrift“ entnommen. Fig. 1 gibt die Disposition des ganzen gefälligen Bauwerkes, das an Stelle einer früheren hölzernen Brücke mit drei Jochen und zwei steinernen Widerlagern, welch' letztere für die Hängebrücke beibehalten worden sind, zur Verbindung des sogenannten Altenbergs und der Stadt Bern unterhalb der combinirten eisernen Eisenbahn- und Strassenbrücke getreten ist. Demnach ist der ganze Steg durch ein eisernes, zugleich als Geländer dienendes Gitterwerk abgesteift und der Verkehrsweg durch 18 Hängeweisen mit jeder Kette verbunden. Die lichte Weite zwischen den gusseisernen Kettenträgern beträgt 57,6^m, die Höhe des Pfeiles 3,85^m. Rückwärts der beiderseitigen Kettenträger setzen sich die Tragketten als Spannkette gegen die in Fig. 1, 2, 21 und 22 angegebenen Widerlager fort.

Die Tragketten sind nach Fig. 3, 4 und 6, mit Ausnahme der unmittelbar vor den Kettenträgern befindlichen, welch' letztere durch Fig. 7 und 8 in der Ansicht und im Grundrisse gegeben sind und an die sich nach der Ausführung Correctionsglieder beiderseits der Kettenträger anschliessen, so zusammengesetzt, dass sie von Mitte zu Mitte der Verbindungsplatten (b) eine horizontal gemessene Länge von 3^m besitzen, und dass alle Kettenglieder, aus vier Flacheisenstäben bestehend und durch Verbindungsplatten b aus drei Flacheisen mittelst Bolzen von 50^{mm} Durchmesser zusammengesetzt, die in Fig. 7 und 8 dargestellte Form und eine Stärke der einzelnen Flacheisen erhalten, die durch Fig. 9 angegeben ist. Die Correctionsglieder zu beiden Seiten der Kettenträger sind dadurch gebildet, dass die kürzeren Kettenglieder und die dazu gehörigen Verbindungsplatten länglich ovale Oeffnungen, in welchen Keile gegen einander zur Verlängerung oder Verkürzung der Trag- und Spannkette getrieben werden können, besitzen.

Die Spannkette sind in ganz ähnlicher Weise wie die Tragketten aus Flacheisenstäben gebildet; die Verankerung jener ist in Fig. 10 und 11 gezeichnet; die durch kreuzförmig angearbeitete Rippen verstärkte Ankerplatte gewährt dem Wurzelbolzen ein entsprechendes Auflager.

Die schon mehrfach erwähnten Kettenträger (Fig. 12—15) oder gusseisernen Ständer l, welche durch Querschienen m oben verbunden sind, ruhen mittelst entsprechend geformter Füsse auf cylindrisch abgearbeiteten Platten nn auf, die gegen seitliche Verschiebung mit kleinen Ansätzen versehen sind. Eine etwas grössere

Verschiebung der Ständer von der lothrechten Stellung könnte durch die angebrachten Correctionsglieder beseitigt werden. Die Stützplatten sind mit dem Auflagerstein in feste Verbindung gebracht.

Zwischen den Verbindungsplatten (b) der Kettenstäbe a (Fig. 3 und 4) sind zwei durch einen Bolzen an sie befestigte Bügel angebracht, die zwischen sich durch einen Bolzen die Hängeweisen aufnehmen. An den unteren Theilen der Hängeweisen sind die aus zwei, um den Durchmesser der letzteren von einander abstehenden Winkeleisen gebildeten Querträger (d) mittelst Unterlagplättchen und Schraubenmuttern aufgehängt, und um die Hängeweisen und die daran befindlichen Hauptquerträger in gegenseitig richtiger Lage zu erhalten, sind die Winkeleisen an jeder Kreuzungsstelle durch vier Bolzen verbunden; um ferner eine Horizontalverspannung von den Enden der letzteren aus anordnen zu können, sind die geeignet geformten gusseisernen Klötzchen e, die durch Reibung an ihrer Stelle erhalten werden, zwischen die verticalen Schenkel der Winkeleisen eingeklemmt; durch diese Klötzchen greifen die Rundeisenstäbe f, die so angeordnet sind, dass sie, unter den Zwischenquerträgern weggehend, an ihrer Kreuzungsstelle bei G nach Fig. 20 an diesen Trägern aufgehängt sind.

Die Geländersäulen (h) sind der Art gestaltet, dass sie ihre eigene Verbindung mit den Hauptquerträgern, die Anordnung der Gitterstäbe (k) und der Geländergurten (i) bei möglichst grosser Seitensteifigkeit gestatten und die Anbringung der Hängeweisen nicht hindern. — Ein weiteres Eingehen in die Einzelheiten der Construction unterlassend fügen wir nur noch bei, dass die in der Mitte entsprechend überhöhte Stegbahn eine Breite von 2,2^m hat und durch die der Länge nach auf die Querträger gelegten Dielen nach den Figuren 2, 4, 18 und 19 in der Art gebildet ist, dass die atmosphärischen Niederschläge leicht und rasch zu beseitigen sind. —

Das Gewicht der Eisenbestandtheile des Steges ist folgendes:

Gusseisen	7,9 ^T ;
Schmiedeeisen	25,5 ^T ;
zusammen	33,4 ^T .

Die Accordpreise betragen für Gusseisen 50 Cts und für Schmiedeeisen 1 Fr. pr. Kgr. Die Totalkosten der Brücke beliefen sich auf 54000 Frs. —

Den Berechnungen der Dimensionen und des Tragvermögens einer Kettenbrücke liegt nach dem Vorgange Navier's stets eine gemeine Parabel als Kettencurve zu Grunde, da Theorie und Erfahrung zeigen, dass diese Curve äusserst wenig von der eigentlichen Kettenbrückenlinie abweicht. Dieser Parabel legt man demgemäss auch folgende statische Eigenschaften der Kettenlinie bei:

a) die Spannung der Kette ist veränderlich und hat im Scheitel ihren kleinsten, in den Aufhängepunkten aber ihren grössten Werth;

b) das Bestreben der Kette, in wagrechter Richtung auszuweichen, oder der Horizontalschub, ist constant und der kleinsten Spannung im Scheitel gleich;

c) die Grösse der Vertikalkraft an einer beliebigen Stelle ist dem Gewichte der Kette von dieser Stelle bis zum Scheitel hin gleich.

Mit Hilfe dieser statischen und der bekannten geometrischen Eigenschaften der gemeinen Parabel erhält man zunächst auf sehr einfache Weise diejenigen Formeln, welche zur Berechnung der Trag- und Spannketten dienen.

Bezeichnet nämlich

- 1 die Sehne oder Spannweite ($2 AM$) des Bogens der Tragkette ASA' ,

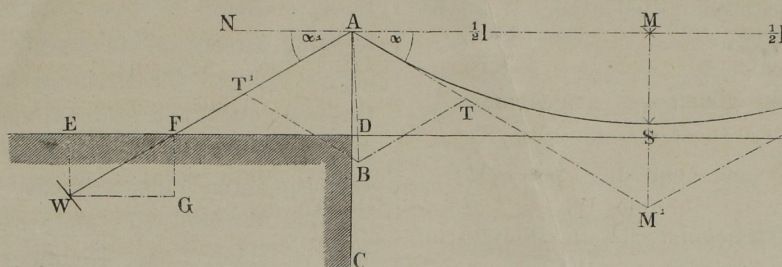
h den Pfeil SM , und l die Länge dieses Bogens, α den Aufhängewinkel MAM' der Tragkette und α' den Neigungswinkel NAF der Spannkette,

$\dot{q} = \dot{p} + \dot{k}$ die Gesamtbelastung der nach der Sehne AA' gemessenen Längeneinheit der ganzen Brücke,

\dot{T} die Spannung der Tragkette im Aufhängepunkte, oder die Kraft, mit welcher sie daselbst nach ihrer Tangente gezogen wird,

\dot{H} den Horizontalschub oder die Spannung der Tragketten im Scheitel, sowie endlich

\dot{T}' die Spannung der Spannketten, deren Axen als gerade Linien und deren Sättel leicht beweglich gedacht werden,



so ist

- 1) die Spannung im Scheitel der Tragkette:

$$\dot{H} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\dot{q} l}{\tan \alpha} = \frac{\dot{q} l^2}{8 h};$$

- 2) die Spannung im Aufhängepunkte derselben:

$$\dot{T} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\dot{q} l}{\sin \alpha} = \frac{\dot{q} l}{8 h} \sqrt{l^2 + 16 h^2};$$

- 3) die Spannung in der Spannkette:

$$\dot{T}' = \dot{T} = \frac{\dot{q} l}{8 h} \sqrt{l^2 + 16 h^2};$$

- 4) die Länge einer Tragkette ASA' :

$$l = l \left(1 + \frac{1}{6} \cdot \left(\frac{4 h}{l} \right)^2 - \frac{1}{40} \cdot \left(\frac{4 h}{l} \right)^4 + \dots \right).$$

Der Theorie nach sollten die Kettenglieder vom Scheitel gegen den Aufhängepunkt hin stärker werden; man nimmt aber von der Erfüllung dieser theoretischen Anforderung in der Praxis meistens Umgang, indem man die Kette an jeder Stelle so stark macht, dass sie die grösste Spannung ertragen kann. Dadurch vermehrt man zwar einerseits die Baukosten wegen der grösseren Eisenmasse, die zur Verwendung kommt, andererseits werden sie jedoch dadurch wieder vermindert, dass die Bearbeitung der Glieder einfacher ist, weil sie alle einerlei Form haben. Diese Uebereinstimmung in der Form der einzelnen Glieder wird selbst dann noch beizubehalten gesucht, wenn man den Kettenquerschnitt vom Scheitel gegen den Aufhängepunkt zunehmen lässt, indem die Vergrösserung des Gesamtquerschnitts nur durch Vermehrung der Glieder in den höher gelegenen Stellen der Kette bewirkt wird.

Bezeichnet \dot{a} die zulässige Spannung, welcher die Flächeneinheit des Querschnitts auf die Dauer ausgesetzt

werden kann, F den Gesamtquerschnitt aller Kettenglieder am Aufhängepunkte und F' den aller Glieder am Scheitel der Tragketten, so ist:

$$5) F \cdot \dot{a} = \frac{\dot{q} l}{2 \sin \alpha}, \text{ und hieraus } F = \frac{\dot{q} l}{2 \dot{a} \cdot \sin \alpha};$$

$$6) F' \cdot \dot{a} = \frac{\dot{q} l}{2 \tan \alpha}, \text{ und hieraus } F' = \frac{\dot{q} l}{2 \dot{a} \cdot \tan \alpha}.$$

Ist z. B. für eine zu berechnende Strassenkettenträgerbrücke nach einem vorläufigen Entwurfe das Gewicht pr. lauf. Meter $\dot{q} = \dot{p} + \dot{k}$, worin also das Eigengewicht der Brücke und die zufällige Belastung von 360^k pr. \square^m enthalten ist, $= 4300^k$ gefunden worden, und ist $l = 117^m$, $\alpha = 17^\circ 30'$, $\alpha' = 21^\circ 48'$ und $\dot{a} = 1200^k$ pr. \square^{cm} gegeben, so folgt aus den vorstehenden Formeln:

$$F = 0,07 \square^m = 7 \square^{dm}$$

$$F' = 0,067 \square^m = 6,7 \square^{dm}.$$

Vertheilt man diese Querschnitte auf zwei Ketten, so trifft auf jede: $\frac{1}{2} F = 3,5 \square^{dm}$, $\frac{1}{2} F' = 3,35 \square^{dm}$; und macht man jedes Kettenglied $1,2^{dm}$ breit und $0,15^{dm}$ dick, so wären am Aufhängepunkte 20 und am Scheitel 19 Glieder erforderlich. Man sieht hieraus, dass es angezeigt ist, die Kette durchgehends aus 20 Gliedern bestehen zu lassen. Da aber 20 Glieder einen Bolzen erfordern, der so lange ist als 40 Glieder dick sind, und in dem vorliegenden Falle dessen Länge 6^{dm} betrüge, so wird man besser auf jeder Seite der Brücke zwei Ketten neben einander, jede zu 10 Gliedern, anordnen, und dadurch die Bolzenlänge auf die Hälfte vermindern.

Nachdem auf diese Weise die Anzahl der Kettenglieder und ihr Gesamtquerschnitt festgesetzt ist, kann man diesen mit dem zur Bestimmung von \dot{q} vorhin angenommenen vergleichen, und wenn der Unterschied

beider nur gering ist, den eben gefundenen Querschnitt beibehalten, ausserdem aber diesen einer zweiten Bestimmung von \hat{q} zu Grund legen und die Rechnung mit dem neuen Werthe wiederholen. —

Nächst dem Querschnitte der Ketten ist jener der Kettenbolzen zu bestimmen. Dieser Querschnitt ist eine Kreisfläche, deren Durchmesser nach der Annahme berechnet werden kann, dass der einerseits eingeklemmte cylindrische Bolzen an seinem freien Ende von einer, auf seine Axe senkrecht gerichteten Kraft (der Spannung des äussersten Gliedes) angegriffen wird. Bezeichnet demnach \hat{Q} die Spannung eines Gliedes der Kette, d den Durchmesser des Bolzens, c die Dicke eines Gliedes, und haben \hat{a} und π , θ und m ihre bekannten Bedeutungen, so ist bei einer freitragenden Länge c :

$$\hat{Q} \cdot c = \frac{\hat{a}}{m} \cdot \theta; \frac{\theta}{m} \text{ ist aber gleich } \frac{d^3 \pi}{32}, \text{ und somit}$$

$$d = \sqrt[3]{\frac{32}{\pi} \cdot \frac{\hat{Q} \cdot c}{\hat{a}}}, \text{ wofür man auch } d = \sqrt[3]{10 \frac{\hat{Q} c}{\hat{a}}}$$

setzen kann. Da in dem vorliegenden Falle sämtliche Tragketten aus 40 Gliedern bestehen, so hat man

$$40 \cdot \hat{Q} = F \cdot \hat{a}, \text{ also } \frac{\hat{Q}}{\hat{a}} = \frac{7}{40} = 0,175 \text{ } \square^{\text{dm}}, \text{ und da ferner } c = 0,15^{\text{dm}} \text{ ist, so erhält man}$$

$$d = \sqrt[3]{1,5 \times 0,175} = 0,640^{\text{dm}} = 6,4^{\text{cm}}.$$

Hätte man den Durchmesser des Kettenbolzens mit Rücksicht auf dessen Abscheerungsfestigkeit bestimmt und mit $\hat{\gamma}$ die zulässige Anspruchnahme gegen Abscheeren pr. Flächeneinheit bezeichnet, so würde

$$\frac{d^2 \pi}{4} \cdot \hat{\gamma} = \hat{Q}$$

$$d = 1,128 \sqrt{\frac{\hat{Q}}{\hat{\gamma}}}$$

sein, und da gewöhnlich $\hat{\gamma} = \frac{4}{5} \hat{a}$ ohne Rücksicht auf Reibung genommen wird, so erhielte man $d = 5,2^{\text{cm}}$, ein Zeichen, dass der erstere Werth von d volle Sicherheit bietet.

Den Querschnitt des Wurzelbolzens (W) bestimmt man wie den eines eisernen Barrens, der mit seinen beiden Enden frei aufliegt und von einer zu seiner Axe senkrecht gerichteten Kraft angegriffen wird, welche der Spannung aller an ihm befestigten Kettenglieder gleich ist.

Diese Kraft kann als gleichmässige über den Barren vertheilt angesehen werden; will man aber sicherer gehen, so nehme man dieselbe als in der Mitte des Barrens wirkend an.

Der Querschnitt der Hängeschienen ergibt sich leicht, wenn man deren Anzahl und das Gesamtgewicht der an ihnen aufgehängten vollständig belasteten Brücke kennt. Da jedoch diese Schienen auch den Stössen der Fuhrwerke etc., welche an einzelnen Stellen stattfinden, genügend widerstehen müssen, so nimmt man hier der

Sicherheit wegen für \hat{a} nur ein Fünftel des Werthes an, welcher für die Ketten und Bolzen gilt, also $\hat{a} = 240^{\text{k}}$ pr. \square^{cm} , wenn vorher 1200^{k} angenommen waren.

Was die Bestimmung der Pfeilerstärke betrifft, so kann es sich hier nur noch um dessen Dicke handeln, da seine Höhe und Breite von der Anordnung der Ketten, welche über ihn führen, und von der Einrichtung der Brückenbahn, die durch ihn geleitet wird, bedingt sind. Diese Dicke muss aber in dem hier angenommenen Falle, dass $\hat{T} = \hat{T}'$ ist, so bemessen sein, dass der Pfeiler mit genügender Sicherheit widersteht: a) dem Verticaldruck $\hat{T} (\sin \alpha + \sin \alpha') + \hat{G}$ (wobei \hat{G} sein eigenes Gewicht bedeutet) durch die Druckfestigkeit seines Materials; b) dem Horizontalschub $\hat{T} (\cos \alpha - \cos \alpha')$ durch die gleitende Reibung der oberen Mauerschichten, auf welchen die Sättel liegen; und c) der Drehung um eine wagrechte, seiner Breite parallele und in der Höhe der Brückenbahn liegende Axe durch das statische Moment seiner Masse und des auf sie ausgeübten Verticaldrucks.

Die Widerlager endlich müssen so angeordnet sein, dass sie dem in der Richtung der Spannketten auf sie ausgeübten Zuge $\hat{T}^v = \hat{T}$, welcher sich in eine wagrechte Seitenkraft $\hat{T} \cdot \cos \alpha'$ und eine lothrechte $\hat{T} \cdot \sin \alpha'$ zerlegt, hinreichenden Widerstand leisten. Da aber diese Kräfte nur an zwei Stellen der Widerlager angreifen, so ist theils bei der Verankerung an den Wurzelenden der Spannketten, theils bei Bestimmung des Mauerverbandes dafür zu sorgen, dass sich jene Kräfte möglichst gleichmässig über die ganze widerstandleistende Mauermaße vertheilen. Namentlich ist darauf zu sehen, dass der lothrechten Seitenkraft $\hat{T} \cdot \sin \alpha'$ durch entsprechende Belastungen über den Wurzelenden gehörig begegnet werde, da das darüber liegende Widerlagsmauerwerk für sich allein in den meisten Fällen nicht ausreicht. — Will man die zufällige Belastung, welche eine gegebene Kettenbrücke bei gleichmässiger Vertheilung auf der Brückenbahn mit Sicherheit aufnehmen kann, bestimmen, so kann dieses in folgender Weise geschehen. Ist \hat{a} die grösst-zulässige Spannung der Flächeneinheit des Kettenquerschnitts und haben \hat{q} , l , h und α die oben angegebene Bedeutung, so findet man aus Gleichung (2) das Gewicht pr. Längeneinheit der Brücke:

$$\hat{q} = \frac{2 \hat{T} \cdot \sin \alpha}{1} = \frac{8 \hat{T} \cdot h}{1 \sqrt{l^2 + 16 h^2}}.$$

Berechnet man nun das gesammte Gewicht der Brückenbahn nebst Ketten, Bolzen und Hängeschienen zwischen den zwei Pfeilern und dividirt dasselbe durch die Entfernung dieser Pfeiler, so hat man den Theil von \hat{q} , welcher die ständige Belastung \hat{p} der Brücke pr. Längeneinheit vorstellt; bezeichnet b die Breite der Brückenbahn, so erhält man durch Division von $\hat{q} - \hat{p}$ durch b die gesuchte zufällige Belastung, welche bei einem zulässigen Werthe von \hat{a} auf die Quadrateinheit der Brückenbahn treffen darf. —

Details verschiedener Kettenbrücken.

Anordnung der Brückenbahn.

Fig. 1 ist ein Theil der Seitenansicht und Fig. 2 ein Theil des Querschnitts der Seine-Kettenbrücke in Paris, welche 125^m lang ist und Tragpfeiler hat, die von Mitte zu Mitte 75^m entfernt sind. Trotz des bedeutenden Verkehrs auf dieser Brücke ist ihre Fahrbahn doch nur 5,4^m, und jeder Fussweg 1,3^m breit. Die Construction der Bahn und ihre Befestigung an den acht Tragketten gehen aus der Zeichnung deutlich hervor und es ist blos zu bemerken, dass die hohlen gusseisernen Säulen (g, g) der Geländer durch Bolzen ab mit der Bahn und den Holmen (b, b) verbunden sind, während die Kreuzstreben (c, c) Kopf und Fuss der Säulen unverrückbar festhalten und so das Geländer zu einer Howe'schen Tragwand machen.

Fig. 3 und 4 sind Theile der Längensansicht und des Querschnitts der Kettenbrücke über die Moldau in Prag. Die Tragbögen haben eine Spannweite von 132,7^m und eine Pfeilhöhe von 9,83^m. Die 9,5^m breite Brückenbahn ruht auf Querschwellen von 10,7^m Länge und 3,7^m Stärke. In den Punkten e, e sind diese Schwellen an den Ketten aufgehängt. Wegen der grossen Entfernung dieser Punkte (9,8^m) ist jede Querschwelle mit zwei Hängwerken (m n o) von Schmiedeisen verstärkt. Die Wirkung dieser Verstärkung besteht darin, dass jede Schwelle durch einen gusseisernen Sattel r in der Mitte einen Stützpunkt erhält, wodurch ihre Tragkraft nahehin verdoppelt wird. Durch Anziehen der Schrauben auf den gusseisernen Schildern m, m kann jedes Hängwerk beliebig gespannt werden.

Fig. 5 zeigt links einen Theil der Ansicht, rechts einen Theil des Längenschnitts und Fig. 6 den Querschnitt der Kettenbrücke über die Maas bei Seraing in Belgien. Die Spannweite dieser Brücke beträgt 105^m und der zugehörige Pfeil 7^m; die Fahrbahn ist nur 2,5^m, und jeder Fussweg 1,25^m breit. Vier Ketten, zwei auf jeder Seite übereinander, tragen die Bahn auf die in den genannten Figuren dargestellte Weise. Die Versteifung der Brückenbahn ist durch das Geländer, die unter den Querschwellen hinlaufenden Eisenschienen und durch die Strassenträger bewirkt. —

Auflager der Ketten. Fig. 7 und 8 geben Durchschnitt und Oberansicht der Lagerstühle an der vorhin genannten Prager Kettenbrücke. Die gusseiserne Platte a ruht auf grossen Werkstücken und die Platte b auf zehn gleichweit entfernten Gusswalzen (c, c) von 1,3^m Durchmesser. Die unteren Glieder liegen unmittelbar auf der Platte b und die oberen auf vier Lagerkästen (d, d), welche durch eine Rippe (e, e) und zwei Seitenwangen (f, f) mit der Platte b zusammenhängen.

Fig. 9 und 10 zeigen die Lagerstühle an der Kettenbrücke über die Maas in Seraing. In einem grösseren durchbrochenen Pendel (bw), das sich um die Axe w

dreht, befindet sich ein kleineres (av), welches sich mit dem ersteren bewegt, aber auch für sich schwingen kann, um die ungleiche Spannung der Ketten zu vermeiden, welche eintreten würde, wenn die Lager a und b an dem grösseren Pendel fest sässen. Die Lager der Walze w sind mit dem hohlen gusseisernen Tragpfeiler fest verschraubt. —

Verankerung der Ketten. Fig. 11 bis 13 stellen die Verankerung der Ketten an der Brücke zu Podiebrad vor. Die 2,6^m dicke Gussplatte d besteht der Länge nach aus zwei Theilen (Fig. 13) und liegt unmittelbar an den Werkstücken von Granit, welche das hintere Ende des Widerlagsmauerwerks bilden. Durch die schmiedeisernen Keile e, e zwischen den Platten c und d wird die Länge der Spannketten berichtigt.

Fig. 14 und 15 versinnlichen die Verankerung der Spannketten an der Brücke in Hammersmith. Die Gussplatten p, p sind an das Mauerwerk angeschraubt. Die Keile m, n dienen zur Berichtigung der Spann- und Tragketten, indem sie gestatten, die Lager ab der Wurzelbolzen c, c mehr oder weniger von der Platte p zu entfernen.

Fig. 16 und 17 ergeben die Verankerung der Ketten an der Menaibrücke. Die Platte p liegt unmittelbar an der Felswand der Kettenkammer, und auf ihr befindet sich die Hauptplatte p' mit Vertiefungen für die 2,6^m langen Wurzelbolzen. Die starken Winkelhaken u, v, w unterstützen den freiliegenden Theil der Platte p.

Pesth-Ofener Kettenbrücke.

Eine der bedeutendsten Kettenbrücken, welche in der neueren Zeit ausgeführt wurden, ist jene über die Donau zwischen Pesth und Ofen. Sie wurde von dem englischen Ingenieur W. T. Clark in den Jahren 1839 bis 1849 erbaut und im Jahre 1853 in dem „Supplement to the theory, practice and architecture of bridges“ abgebildet und beschrieben. Dieses Werk bildet die Grundlage der nachstehenden Bemerkungen und der Zeichnungen auf den Blättern 53 und 54, in welch' letzteren alle angeführten Maasse englische sind.

Die genannte Brücke hat eine Länge von 466,7^m zwischen ihren Wurzelpunkten und von 385^m zwischen den beiden Widerlagern. Von der letzteren Entfernung treffen 203^m auf die Hauptöffnung und je 91^m auf die beiden Nebenöffnungen. Die Tragpfeiler sind 47,9^m hoch und die Widerlager 48,8^m lang. Die Brückenbahn, auf eisernen Trägern ruhend und an vier Ketten hängend, besteht aus einer Fahrbahn von 7,4^m Breite und zwei Fusswegen, wovon jeder 1,83^m breit und durch die Hängestangen und doppelten Steifwände von der Fahrbahn getrennt ist. Die Gesamtkosten der in Rede stehenden Brücke, die sich seither vollständig bewährt hat, betrugen 5.520.000 fl. —

Die Widerlager (Fig. 1 Seitenansicht und Fig. 2 Durchschnitt längs des Kettenstollens) haben in der Höhe des niedrigsten Wasserstandes (N. W.) ohne die Wurzelkammer (w) eine Gesamtlänge von $42,7^m$; ihre mittlere Breite beträgt $15,9^m$ und die Höhe $14,6^m$. Sie sind auf eine Betonschicht gegründet, die auf festem Thonboden liegt und deren Dicke von 3^m auf $1,8^m$ abnimmt, damit die Oberfläche des Fundamentes eine Neigung ($3\frac{1}{2}\%$) gegen die Landseite erhalte, welche bezweckt, dass dem Kettenzug nicht bloß die Reibung des Widerlagsmauerwerks auf dieser Fläche, sondern auch dessen relative Schwere entgegen wirkt. Die Widerlager bestehen an der Sohle und den sichtbaren Seiten aus Hausteinen; der dazwischen befindliche Raum ist bis an die $2,1^m$ hohen und $1,4^m$ weiten Kettenstollen mit Bruchsteinmauerwerk, und über diesen mit Gussmauerwerk ausgefüllt. Die gesammte Mauermasse eines Widerlagers vom Fundament bis an das Holzpflaster der Fahrbahn beträgt 11753 Kb^m und hat einem Zuge in der Richtung der Stollen von 2382^T zu widerstehen, wenn die Brücke unbelastet ist, und von 3297^T , wenn sie gedrängt voll Menschen oder nach der in diesem Falle gemachten Voraussetzung pro \square^m Oberfläche mit 244^k beschwert ist. Der Berechnung dieser Zugkräfte haben wir die hier und weiter unten angeführten Dimensionen nebst der Annahme zu Grund gelegt, dass ein Cubikmeter Schmiedeeisen $7,77^T$, 1 Cubikmeter Gusseisen $7,22^T$ und 1 Cubikmeter Lärchen- oder Föhrenholz $0,55^T$ wiegen.

Die Kettenpfeiler (Fig. 3 nach der Länge und Fig. 4 nach der Quere durchschnitten) sind wie die Widerlager auf Beton gegründet, der mit einer sehr starken Spundwand gegen Unterspülung geschützt ist. Die Fangdämme, welche zur Gründung dieser Pfeiler nöthig waren, bestanden aus dreifachen Pfahlwänden und hatten, von der Thonschicht an gerechnet, worauf der Beton ruht, eine Höhe von $12,2^m$ bis zum niedrigsten Wasserstande der Donau, und von $18,3^m$ bis zu ihrer Oberfläche. Die auf dem Fundamente ruhende Grundfläche eines solchen Pfeilers beträgt $38,4 \times 16,7 = 641,3 \square^m$, und von dieser Fläche bis zu seiner Krone hat er eine Höhe von $47,9^m$. An dem Mauerwerk der Pfeiler, das aus Quadern, Bruchsteinen und Ziegeln besteht, sind die aufrecht stehenden Werkstücke bemerkenswerth, welche sich in der Masse zwischen den Pfeilerköpfen und den Kettenlagern befinden und deren Zweck die Verhinderung des Gleitens der oberen Mauerschichten ist. Der Verticaldruck, welchen eine Pfeilerhälfte bei vollständig belasteter Brücke auszuhalten hat, beträgt $1184,7^T$ und wird desshalb $1 \square^m$ der Werkstücke, auf denen die Lagerstühle ruhen, deren Grundfläche $= 8,74 \square^m$ ist, mit $1,36^T$ gedrückt. Die Grösse der Mittelkraft aus den beiden gleichen Spannungen der Mittel- und Seitenketten, von denen erstere einen Aufhängewinkel von $15^\circ 57'$ und letztere von $22^\circ 50'$ haben, berechnet sich bei vollständiger Belastung der Brücke für einen halben Pfeiler auf $1186,7^T$, und es bildet ihre Rich-

tung mit der Lothlinie einen Winkel von $3^\circ 26' 30''$, so dass dieselbe auf dem Fundamente, welches $39,3^m$ unter der Grundfläche der Lagerstühle liegt, $2,35^m$ von der Pfeileraxe absteht.

Die Brückenbahn, welche nach der Länge einen flachen Bogen von $3,66^m$ Pfeilhöhe auf $384,3^m$ Sehne bildet, besteht aus gusseisernen Trägern (q, q) von der in Fig. 5 und 6 dargestellten Seiten- und Oberansicht und dem aus Fig. 9 und 10 sichtbaren Querschnitte; ferner aus den Strassenträgern a, a und dem Pflaster p, p von Lärchen- und den Bohlen b', b' von Föhrenholz; endlich aus den Steifwänden (e, e) zu beiden Seiten der Hängstangen (h, h) und den Geländern (k', k') an den Enden der Querträger. Jeder dieser Träger ist $14,34^m$ lang und hat ein Gewicht von $3,05^T$. Ihre gegenseitige Entfernung beträgt $1,83^m$ von Mitte zu Mitte. Die $1,27^m$ dicken Strassenträger a, a sind an die Flanschen f, f, und die Streckbäume u, u' an die über ihnen befindlichen Vorsprünge der Querträger festgeschraubt. Dadurch wird zwar schon eine ziemliche, aber bei weitem noch keine hinreichende Steifigkeit der Bahn erzielt: erst durch die Steifwände (e, e), die Geländer (k', k') und die Ketten c e', welche die Windruthen vertreten, ist sie möglich. Die Steifwände bilden Howe'sche Tragrippen, welche in sinnreicher Art zwischen die Querträger eingeschaltet sind: die Streckbäume (z, x) werden nämlich durch kleine Säulen und Hängebolzen zusammengehalten, während die Kreuzstreben (k, k) in dem Zwischenraume der auf die Querträger geschraubten Langhölzer e, e sich begegnen. Die Geländer haben eine ähnliche Anordnung (Fig. 7 und 8). Die Mittelglieder (c) der Windketten sind durch Bolzen verbunden und ihre Endglieder (e'), welche aus einem Schlosse und einer Schraube bestehen, können Behufs der Berichtigung etwas verlängert oder verkürzt werden. Ein laufender Meter der Brückenbahn wiegt durchschnittlich 6994^k und mit der Verkehrsbelastung $6994 + 2678 \text{ Kgr}$.

Die Tragketten bilden zwischen den Pfeilern einen Bogen von $203,13^m$ Sehne und $14,51^m$ Pfeilhöhe, und ausserhalb der Pfeiler einen anderen Bogen, dessen tiefster Punkt am Widerlager von dem höchsten $90,89^m$ in wagrechter und $18,6^m$ in lothrechter Richtung entfernt ist. Der Aufhängewinkel der Mittelketten berechnet sich zu $15^\circ 57'$, während der Aufhängewinkel der Seitenketten $22^\circ 50'$, und ihr Neigungswinkel am unteren Ende, wo sie in die Spannketten übergehen, nur $37^\circ 50'$ beträgt. Jede Kette ist abwechselnd aus 10 und 11 Gliedern von $3,66^m$ Länge von Oehrmitte zu Oehrmitte und $2,6^m$ Breite zusammengesetzt (Fig. 15). Die Dicke wechselt zwischen $3,2^m$ und $2,6^m$, theils weil die Anzahl der Glieder von 10 auf 11 sich ändert, theils weil man die Dicke von den Aufhängepunkten gegen die Scheitel hin in Abtheilungen von 10 bis 12 Gliederlängen ($36,6$ bis $43,9^m$) etwas abnehmen lassen wollte. Der grösste Querschnitt aller Glieder

Drehbrücke bei Mecheln.

an den Auflängepunkten beträgt $33,1 \square^{\text{dm}}$ und der kleinste am Scheitel $30,6 \square^{\text{dm}}$. Bei einer zufälligen Belastung der Brücke von 244^{k} pr. \square^{cm} erleidet $1 \square^{\text{cm}}$ Eisen eine Spannung von 1080^{k} am Aufhängepunkte und von 1150^{k} am Scheitel der Mittelketten, im unbelasteten Zustande der Brücke aber beträgt für $1 \square^{\text{cm}}$ die Spannung am Aufhängepunkte 788^{k} und am Scheitel 810^{k} . Die Verbindungsbolzen sind $1,14^{\text{dm}}$ dick und umfassen 21 Kettenglieder nebst zwei Hängestangen, die sich ausserhalb der Kettenebenen befinden.

Die Spannketten haben eine Länge von $42,7^{\text{m}}$ und bilden mit dem Horizont einen Winkel von $17^{\circ} 25'$. Auch sie bestehen, mit Ausnahme der Wurzelglieder, aus Gliedern von $3,66^{\text{m}}$ Länge und $2,6^{\text{dm}}$ Breite, wovon je 10 und 11 einen Bolzen von $1,14^{\text{dm}}$ Dicke umschliessen und einen Querschnitt von $29,85 \square^{\text{dm}}$ haben. Die Wurzelglieder (Fig. 20) sind $7,32^{\text{m}}$ lang und an den Enden $5,7^{\text{cm}}$ dick, damit sie nicht bloss ein grösseres Widerstandsvermögen erlangen, sondern auch den Zwischenraum je zweier Glieder am Wurzelbolzen ausfüllen, ohne ihre parallele Lage zu ändern. Die Spannung der Spannkettenglieder beträgt pr. \square^{cm} im unbelasteten Zustande der Brücke 797^{k} und im grösstbelasteten (244^{k} pr. \square^{m}) 1102^{k} .

Die Verankerung der Spannketten geschieht durch riesige, an dem Mauerwerk anliegende Gusseisenplatten von $5,26^{\text{m}}$ Länge, $1,53^{\text{m}}$ Breite, 1^{dm} Dicke mit mehreren $0,3$ bis $1,07^{\text{m}}$ hohen Rippen, auf denen $1,53^{\text{m}}$ lange, $0,46^{\text{m}}$ breite und $0,15^{\text{m}}$ dicke schmiedeiserne Wurzelbolzen liegen, wie Fig. 2 zeigt. An jedem Kettenstollen befinden sich zwei solche Bolzen in einer Entfernung von $0,52^{\text{m}}$, welche durch die Kettenbreite bedingt ist. Bei dem Austritte aus den Widerlagern, in dem Punkte 5, wo die Spannketten in die Seitentragketten übergehen, liegen dieselben auf 7 schmiedeisenen Walzen von $1,27^{\text{dm}}$ Durchmesser, welche ihrerseits auf einer Gussplatte ruhen.

Die Lagerstühle auf den Tragfeilern sind in den Figuren 11, 12, 13 nach der Seiten-, Ober- und Endansicht so vollständig dargestellt, dass es wohl genügt, bloss zu bemerken, dass die $2,53^{\text{dm}}$ dicken Walzen (c, c), auf denen die Ketten ruhen, aus Gusseisen bestehen und ebenso wie ihre Lager genau abgedreht sind, während ihre Axen in einem Kreiscylinder liegen, der dem Bogen der obersten Glieder concentrisch ist.

Die Hängestangen (h, h) sind, wie schon erwähnt, ausserhalb der Kettenebenen an die Verbindungsbolzen befestigt und gehen in wagrechten Entfernungen von $1,83^{\text{m}}$ bald von der oberen, bald von der unteren der paarweise übereinander hängenden Tragketten aus. An die Bügel (b, b), welche die gusseisernen Querträger der Brückenbahn umfassen, sind sie durch Schlösser und Schrauben (m, n) befestigt, welche zur Berichtigung ihrer Länge dienen. Der Querschnitt einer Hängestange beträgt $9,67 \square^{\text{cm}}$ und ist bei der grössten Belastung mit 4424^{k} , und bei der kleinsten mit 3203^{k} gespannt, was für $1 \square^{\text{cm}}$ beziehlig 458 und 331^{k} ausmacht. —

Bauernfeind's Vorlegeblätter zur Brückenbaukunde.

Als Beispiel einer beweglichen Brücke geben wir die in der ersten Auflage der Vorlegeblätter dargestellte und beschriebene Drehbrücke, welche am Eingange des Bahnhofes in Mecheln für die Eisenbahnlinien von Gent und Brüssel über den Canal von Mecheln nach Löwen erbaut wurde. Für die vorliegende Darstellung wurde Förster's Bauzeitung, 1844, S. 199 u. ff. benützt. —

Fig. 1^a und 1^b stellen eine Seitenansicht und einen lothrechten Durchschnitt nach den Linien AB und CD in Fig. 2 vor; Fig. 2 ist ein wagrechter Schnitt der Brückenträger und eine Oberansicht der Widerlager; Fig. 3 und 4 zeigen die Querverbindungen der Träger und die Anordnung des Drehzapfens in der Ansicht nach der Linie EF; Fig. 5 und 6 sind Durchschnitte des Zapfens nach den Linien GH und IK in den Figuren 3 und 5; Fig. 7 und 8 stellen Theile der Querschnitte der Brücke nach LM und NO in Fig. 2 dar; Fig. 9 und 10 zeigen die Vorrichtung zum Drehen der Brücke in der Ansicht nach der Linie PQ (Fig. 2) und den Durchschnitt der Räder r und r' in Fig. 2 und 9, während Fig. 11 und 12 die Vorrichtung zur Bewegung der Rollen φ , φ , worauf die Enden der Brückenträger ruhen, Fig. 13 bis 18 verschiedene Einzelheiten dieser Vorrichtung, und endlich Fig. 19 und 20 die Rollen φ , φ mit der Welle (w) und den Lagern (1, 1) darstellen. —

Die Brückenbahn besteht aus vier gusseisernen Strassenträgern (a a, b b), welche nach der Länge die Form eines ausgesparten Kreisabschnitts mit wagrechter Sehne, $1,2^{\text{m}}$ Höhe in der Mitte und $0,3^{\text{m}}$ Höhe an den Enden haben, und deren Querschnitte aus Fig. 3 deutlich zu entnehmen sind; ferner aus den gegossenen und mit Andreaskreuzen durchbrochenen Querriegeln c, c, welche (nach Fig. 3) mittelst Flanschen und Schrauben den linkseitigen Theil der Träger zusammenhalten; aus den Langbolzen d d (von 5^{cm} Durchmesser) zur Verbindung des rechtseitigen Theils der Tragrippen, und endlich aus der Bedielung i, i, welche aus Bohlen von $6,5^{\text{m}}$ Länge und $0,1^{\text{m}}$ Dicke besteht und auf die Flanschen der Strassenträger festgeschraubt ist (Fig. 3). Die mittleren Tragrippen (a, a) sind 19 , und die äusseren (b, b) $18,35^{\text{m}}$ lang; jene sind über dem Hauptwiderlager $6,2^{\text{cm}}$, und ausserhalb desselben $5,5^{\text{cm}}$ dick, diese aber haben beziehlig bloss $5,2^{\text{cm}}$ und $4,6^{\text{cm}}$ Stärke. Jede Rippe besteht aus zwei Theilen, welche bei a'a' und b'b' mit Flanschen und Bolzen verbunden sind. Der Unterschied in den Stärken der Guss-theile rechts und links dieser Verbindungsstelle, sowie die Verschiedenheit der Querverbindungen erklären sich daraus, dass man dem über dem Hauptwiderlager befindlichen (linkseitigen) Theil soviel Gewicht geben musste, dass er dem freiliegenden (rechtseitigen) Theile das Gleichgewicht halten kann. Die auf dem Dielenbelege befind-

lichen Eisenbahnschienen (s, s) wurden aus quadratischem Eisen von 6^{cm} Stärke hergestellt und mit versenkten Bolzen befestigt.

Die Brückenbahn wird von einem Drehzapfen (z) und zwei gusseisernen Rädern (r, r) getragen, ist also während der Drehung und des Offenstehens in drei Punkten unterstützt, während sie ausserdem einzig und allein auf den unter den Enden der Tragrippen angebrachten Rollen (ρ , ρ) ruht, welche so eingerichtet sind, dass sie die Brückenbahn soweit in die Höhe drücken können, als nöthig ist, um die Berührung des Zapfens (z) und der Räder (r, r) mit ihren Lagern aufzuheben.

Der Zapfen (z) besteht aus Schmiedeisen und hat die Form eines nach zwei Seiten abgestumpften Kegels von 0,14^m grösstem und 0,10^m kleinstem Durchmesser. Mit dem Querriegel c der beiden mittleren Tragrippen (a, a) ist er auf die aus Fig. 3 und 5 ersichtliche Weise verbunden, während sein unteres Ende auf einer Stahlplatte o ruht, die sich in der auf dem Hauptwiderlager befestigten gusseisernen Pfanne f befindet. Durch die auf der Pfanne angebrachte Höhlung, welche mit dem kleinen Canale bei f in Verbindung steht, kann der Zapfen geölt werden. Die Räder r, r haben die Form abgestumpfter Kegel von 0,14^m Höhe und 1,16^m Durchmesser; sie liegen zwischen den mittleren und äusseren Tragrippen in gleichem Abstände vom Drehzapfen, durch dessen Axe die ihrigen gehen, wenn sie verlängert gedacht werden, und laufen auf einem Kranze (k) von 3,1^m Halbmesser und einem Querschnitte, wie ihn Fig. 10 zeigt. Das eine dieser beiden konischen Räder ist (nach Fig. 2, 9, 10) mit einem Zahnrade (r') verbunden, in welches ein Getriebe (t) eingreift, das seine Bewegung durch die lothrechte Axe x erhält, welche durch einen bei u anzusteckenden Schlüssel von dem Brückenwärter gedreht werden kann.

Das Rad r, r wirkt auf die Drehung der Brücke wie die Triebräder eines Dampfwagens auf dessen Bewegung ein: sowie nämlich diese, durch die Kolbenbewegung veranlasst, auf den Bahnschienen in Folge der Adhäsion, welche grösser ist als die Widerstände der Bewegung, sich drehen und zugleich fortschreiten, so erzeugt auch das Rad r, r eine Reibung auf der Führung k, welche die auf seinen Umfang reducirten Bewegungswiderstände der Brücke an Grösse übertrifft.

Damit die drei Unterstützungspunkte, welche durch den Zapfen z und die beiden Räder r, r geboten sind, während des Schlusses der Brücke nicht belastet und durch Stösse und Schwingungen nicht abgenützt werden, sind unter den Enden der Bahn acht Rollen (ρ , ρ) angebracht, wovon (nach Fig. 2 und 8) je vier an einer Welle (w) excentrisch befestigt und auf gusseiserne, in die Widerlager

eingelassene Lagerplatten (l, l) gestellt sind. Diese Rollen werden durch die von der Mitte (u') der Brücke aus in Bewegung zu setzende und in den Figuren 11 bis 17 dargestellte Vorrichtung gelüftet, wenn die Drehung erfolgen soll, und angezogen, wenn die Brücke wieder geschlossen ist: in dem ersten Falle ruht das Brückengewicht bloss auf den drei Punkten z, r, r, und in dem anderen auf den acht Rollen ρ , ρ . Die Fig. 8 zeigt diese Rollen in der Lage, worin sie die Brückenden unterstützen. Denkt man sich die Welle (w) um 90° gedreht, so kommen die Kurbeln, an denen die Rollen befestigt sind, in dieselbe Höhenlage wie die Welle: es entfernen sich somit die Rollen von ihren Unterlagen (l, l) und nach Maassgabe dieser Entfernung sinkt mit den Enden der Brückenträger die ganze Brückenbahn auf den Zapfen z und die Räder r, r herab.

Die Vorrichtung zur Bewegung der Welle w und der an ihr befindlichen Rollen ρ , ρ besteht aus einer lothrechten Axe (y), welche auf der Brückenoberfläche in einen vier-eckigen Stift (u') ausläuft, an den derselbe Schlüssel gesteckt werden kann, welcher an den Stift u passt. An dieser Axe befindet sich, wie aus Fig. 11 und 12 zu ersehen, ein Getriebe (m), das in einen gezahnten Bogen (n) eingreift, dessen Axe mit einem Hebel (q) verbunden ist, der die bis an die Rollenwelle reichenden Stangen v, v' bewegt, die unter sich durch sechs weitere Hebel (β) in Verbindung stehen. Wird nun durch den Schlüssel der Bogen n gedreht, so theilt sich dessen Bewegung dem Hebel q mit und die Stangen v pflanzen sie bis zur Welle w fort, welche ihrerseits die Rollen in die Lage ρ und ρ' (Fig. 19) bringt, je nachdem die Drehung rechts oder links erfolgt.

In dem vorliegenden Falle entspricht dem Stande des gezahnten Bogens n und des mit ihm festverbundenen Hebels q, wie ihn Fig. 11 durch ausgezogene Linien andeutet, die Wellen- und Rollenlage der Fig. 8: die Brücke ruht folglich bloss auf den Rollen. Werden aber der Bogen n und der Hebel q in die punctirte Lage n' und q' der Fig. 11 gebracht, so geht die Welle w in die Lage der Fig. 20 und die Rolle ρ in die punctirte Lage ρ' der Fig. 19 über: die Brücke sinkt alsdann auf den Zapfen und die beiden Laufräder herab und kann nun von dem Punkte u aus auf die oben angegebene Weise gedreht werden. —

Zur Beurtheilung der Kosten von dergleichen Drehbrücken mag noch anzuführen gestattet sein, dass sich die Baukosten der abgebildeten und beschriebenen Brücke auf naehin 85.000 Fres belaufen und dass davon etwa 35.000 Fres auf die Eisenconstruction mit Einschluss der Drehvorrichtungen trafen. —