



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000302887





# DIE EISERNEN BALKENBRÜCKEN

MIT GEGLIEDERTEN PARALLELTRÄGERN.

---

Zum Gebrauche

*Bd. I. M. 2.*

bei deren Berechnen, Entwerfen und Veranschlagen

bearbeitet von

Dr. F. Heinzerling,

Kgl. Baurath und ordentl. Professor an der Kgl. Technischen Hochschule zu Aachen.

---

23 1/2 Bogen Text mit 226 Holzschnitten, 1 Texttafel und 6 lithographirten Tafeln  
in gross Doppel-Folio.

---

Zweite völlig umgearbeitete und stark vermehrte Auflage.



Leipzig, 1885.

Baumgärtners Buchhandlung.



IV ~~35109~~



IV - 301012

SEINEN COLLEGEN,

HERRN BAURATH EDUARD SONNE

UND

HERRN DR. EDUARD SCHMITT,

PROFESSOREN

AN DER GROSSHERZOGLICH HESSISCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULE  
ZU DARMSTADT

HOCHÄCHTUNGSVOLL ZUGEEIGNET

VOM

VERFASSER.



# VORWORT

ZUR ZWEITEN AUFLAGE.

Die vorliegende zweite Auflage der eisernen Balkenbrücken mit parallelen Gurten und gegliederten Wandungen ist wie die — seit längerer Zeit vergriffene — erste Auflage derselben in erster Linie dazu bestimmt, den Studierenden des Brückenbaues an der Kgl. Technischen Hochschule zu Aachen bei ihren Studien über Brückenbau sowie bei ihren Uebungen im Berechnen und Entwerfen von Brücken als Anhalt zu dienen und sie hierbei durch die ausführlichen Constructionsblätter bewährter neuerer und neuester Brücken zu unterstützen. Die ursprüngliche Eintheilung des Stoffes, welche auch bei allen übrigen Heften der Brücken der Gegenwart zu Grunde gelegt wurde und sich durchweg bewährt hat, ist hier unverändert beibehalten, der Stoff selbst dagegen den Bedürfnissen der Gegenwart entsprechend umgearbeitet und vervollständigt.

Die im ersten Abschnitte behandelte „Technische Entwicklung“ soll unter Hinweis auf eine neu eingeschaltete Uebersichtstafel nicht nur einen Ueberblick über die verschiedenen bisher ausgeführten älteren und neueren Systeme von eisernen Balkenbrücken mit parallelen Gurten und gegliederten Wandungen gewähren, sondern auch — indem sie die Nachtheile der älteren, verlassenen, und die Vorzüge der neueren, zur Zeit üblichen Constructions hervorhebt — die Auswahl unter den in den nachfolgenden Abschnitten ausschliesslich behandelten zeitgemässen Constructions erleichtern.

In dem zweiten Abschnitte „Statische Berechnung“ sind ausser den Trägern auf zwei Stützen noch solche auf einer Stütze und diejenigen auf zwei Stützen mit freiliegenden Stützpunkten, die sogenannten continuirlichen Gelenkträger, behandelt worden und hierbei, um die für unsere Constructionsübungen im Brückenbau eingeführte, für das Entwerfen von Brücken empfehlenswerthe gleichzeitige Anwendung zweier grundsätzlich verschiedener Berechnungsmethoden und die hierdurch mögliche Controle ihrer Ergebnisse und frühzeitige Sicherheit des angehenden Constructeurs rasch zu fördern, mit gleicher Ausführlichkeit sowohl die analytische als auch die graphische Berechnungsmethode durchgeführt. Diesen Berechnungen der Hauptträger sind diejenigen der verschiedenen Quer- und Langträger sowie der verticalen und horizontalen Querverbände hinzugefügt, ferner die Berechnungen der Lager vervollständigt und durch Beispiele erläutert worden.

Eine besondere Erweiterung hat der dritte Abschnitt „Construction“ erfahren, in welchem nunmehr den Eisenbahn- und Strassen-Brücken sowohl eine generelle Betrachtung ihrer Hauptanordnungen, als auch eine eingehendere, durch Textfiguren erläuterte Besprechung ihrer einzelnen Theile, besonders ihrer Brückenbahn, sowie der Querschnitte und Knoten ihrer Hauptträger und deren Lager zu Theil geworden ist. Auch über die Verbindungen und Verbindungsmittel ist das für den Constructeur Nothwendigste — durch Textfiguren ergänzt — beigelegt.

Der vierte Abschnitt „Beschreibung und statisch-numerische Berechnung“ enthält ausser einer kurzen Beschreibung aller einzelnen — auf der oben erwähnten Uebersichtstafel dargestellten — Gattungen von eisernen Balkenbrücken mit parallelen Gurten und gegliederten Wandungen die specielle Beschreibung aller und die durchgeführte statisch-numerische Berechnung zweier auf den Tafeln 2 bis 6 dargestellter Brücken. Bei einer dieser Brücken wurde — um ein Beispiel der oben erwähnten Controlberechnung zu geben — die analytische und graphische Berechnung durchgeführt und die letztere auf einer besonderen Texttafel möglichst anschaulich dargestellt.

Im fünften Abschnitte „Gewichts- und Kostenberechnung“ ist der generellen, angenäherten Methode der Ermittlung des Gewichtes verschiedener gegliedelter Parallelbalken-Brücken die specielle Gewichts-Berechnung einer der zuvor statisch-numerisch berechneten Brücken hinzugefügt worden.

In dem nachfolgenden sechsten Abschnitte „Vergebung und Ausführung“ durfte — um den vorgesehenen Umfang dieses Heftes nicht allzuviel zu überschreiten — nur das für die Praxis Nothwendigste insbesondere auch über die verschiedenen Methoden der Aufstellung und Montirung der Parallelbalkenbrücken und der hierzu erforderlichen Gerüste und Werkzeuge aufgenommen werden — während aus dem gleichen Grunde auch der siebente Abschnitt „Prüfung und Unterhaltung“ auf das wichtigste beschränkt ist.

Ein vervollständigtes Verzeichniss der einschlägigen neueren Literatur bildet den Schluss dieses Heftes.

Als Maass- und Gewichtseinheit wurden überall der Meter und das Kilogramm oder die metrische Tonne zu Grunde gelegt und deshalb die im Text und auf den Tafeln der ersten Auflage noch enthaltenen früher üblichen Maasse und Gewichte dementsprechend umgerechnet, während sämtliche Figurentafeln von der in technischen Kreisen vortheilhaft bekannten lithographischen Anstalt von F. Wirtz in Darmstadt ausgeführt worden sind.

Zur angenehmen Pflicht gereicht es mir, der Königlichen Eisenbahn-Direction zu Elberfeld für die gefällige Ueberlassung umfangreichen amtlichen Materiales hiermit meinen ergebensten Dank auszusprechen. Zu besonderem Danke hat mich auch Herr Ingenieur Palme durch seine Unterstützung bei Herstellung einiger Tafeln sowie bei der mühsamen und zeitraubenden Umarbeitung der statischen und Gewichtsberechnungen und ferner die Verlagsbuchhandlung verpflichtet, indem sie keine Opfer scheute, um auch diesem Hefte eine ebenso geschmackvolle als solide Ausstattung zu geben.

Sollte sich infolge der erwähnten Verbesserungen und Vervollständigungen die zweite Auflage der Brücken der Gegenwart nach Zweck und Inhalt ebenso oder in höherem Grade — wie die erste — für einen weiteren Kreis von Fachgenossen an anderen Technischen Hochschulen des In- und Auslandes und in der Praxis zum Gebrauch bei dem Berechnen und Entwerfen von Brücken geeignet erweisen, so würde dies dem Verfasser zur besonderen Genugthuung gereichen. In dieser Hoffnung möge denn auch die neue Auflage dieses Heftes der Aufmerksamkeit und Nachsicht meiner Fachgenossen empfohlen sein.

Aachen, im December 1884.

H.

# INHALT.

## Eiserne Balkenbrücken mit gegliederten Parallelträgern.

	Seite		Seite
<b>I. Technische Entwicklung.</b>			
1. Die älteren Constructionen . . . . .	1		
2. Die neueren Constructionen . . . . .	3		
<b>II. Statische Berechnung.</b>			
1. Die eisernen Parallelbalkenbrücken im Allgemeinen . . . . . 6			
A. Die grössten Angriffsmomente, Vertical- und Horizontalkräfte.			
a. Träger auf einer Stütze (Consolträger) . . . . .	6		
b. Träger auf zwei Stützen (Balkenträger).			
Erstens. Analytische Behandlung.			
$\alpha$ ) Ungleiche und ungleich vertheilte Lasten . . . . .	6		
$\beta$ ) Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Lasten . . . . .	9		
$\gamma$ ) Gleichförmig und stetig vertheilte Lasten . . . . .	9		
Zweitens. Graphische Behandlung.			
$\alpha$ ) Ungleiche und ungleich vertheilte Einzellasten . . . . .	13		
$\beta$ ) Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Lasten . . . . .	14		
c. Träger auf zwei Stützen mit freiliegenden Stützpunkten (continuirliche Gelenkträger).			
$\alpha$ ) Ungleiche und ungleich vertheilte Lasten . . . . .	15		
$\beta$ ) Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Lasten . . . . .	17		
$\gamma$ ) Gleichförmig und stetig vertheilte Last . . . . .	17		
B. Belastungen der Parallelbalkenbrücken.			
1. Belastungen der Eisenbahnbrücken.			
a. Bewegte Belastung.			
$\alpha$ ) Einzellasten und Lastvertheilung der schwersten Fahrbetriebsmittel der Eisenbahnen in t und m	18		
$\beta$ ) Gleichförmig vertheilte Belastung . . . . .	18		
b. Eigengewicht.			
$\alpha$ ) Annäherungswerthe . . . . .	19		
$\beta$ ) Genauere Werthe . . . . .	19		
2. Belastungen der Strassenbrücken.			
a. Verkehrslasten.			
$\alpha$ ) Einzellasten und Lastvertheilung der schwersten Strassenfahrwerke in t und m . . . . .	20		
$\beta$ ) Gleichförmig vertheilte Belastung . . . . .	20		
b. Ruhende Belastung . . . . .			
$\alpha$ ) Einzellasten . . . . .	21		
C. Die kleinsten Widerstandsmomente, Vertical- und Horizontal-Widerstände.			
a. Träger mit geschlossenem Querschnitt . . . . .			
$\alpha$ ) Rechteckiger Querschnitt . . . . .	21		
$\beta$ ) $\Gamma$ -, T- und $\Pi$ -förmiger Querschnitt . . . . .	21		
$\gamma$ ) I-, $\square$ - und Z-förmiger Querschnitt, Querschnitt von Wellenblechen und Belageisen . . . . .	22		
b. Träger mit durchbrochenem Querschnitt . . . . .			
$\alpha$ ) Der T- und $\Pi$ -förmige Querschnitt . . . . .	24		
$\beta$ ) Der $\square$ - und $\square$ -förmige Querschnitt . . . . .	24		
$\gamma$ ) Der $\pm$ - und H-förmige Querschnitt . . . . .	24		
D. Die Widerstände der Materialien.			
a) Zug- und Druckfestigkeit . . . . .	24		
b) Schoerfestigkeit . . . . .	25		
c) Knickfestigkeit . . . . .	25		
2. Die Parallelbalkenbrücken im Besonderen . . . . . 25			
A. Parallelträger auf zwei Stützen.			
a. Parallelträger mit beliebigem Stabsystem . . . . . 26			
b. Parallelträger mit senkrechten und geneigten Stäben (Stabsystem des rechtwinkligen Dreiecks).			
$\alpha$ ) Mit einfacher Stabreihe.			
$\alpha\alpha$ ) Ungleiche und ungleich vertheilte Einzellasten	27		
$\beta\beta$ ) Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Lasten . . . . .	27		
$\gamma\gamma$ ) Gleichförmig und stetig vertheilte Last . . . . .	29		
$\beta$ ) Mit durchweg gekrenzten Diagonalen . . . . .	29		
$\gamma$ ) Mit mehrfacher Stabreihe . . . . .	29		
c. Parallelträger mit Stäben gleicher Neigung (Stabsystem des gleichschenkeligen Dreiecks).			
$\alpha$ ) Mit einfacher Stabreihe.			
$\alpha\alpha$ ) Ungleiche und ungleich vertheilte Einzellasten	30		
$\beta\beta$ ) Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Lasten . . . . .	30		
$\gamma$ ) Mit mehrfacher Stabreihe . . . . .	30		
B. Parallelträger auf zwei Stützen mit freiliegenden Stützpunkten.			
a) Parallelträger mit beliebigem Stabsystem . . . . . 32			
b) Parallelträger mit senkrechten und geneigten Stäben (Stabsystem des rechtwinkligen Dreiecks).			
$\alpha$ ) Ungleiche und ungleich vertheilte Einzellasten . . . . .	32		
$\beta$ ) Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Lasten . . . . .	33		
$\gamma$ ) Gleichförmig und stetig vertheilte Lasten . . . . .	33		
c) Parallelträger mit Stäben gleicher Neigung (Stabsystem des gleichschenkeligen Dreiecks).			
$\alpha$ ) Ungleiche und ungleich vertheilte Einzellasten . . . . .	33		
$\beta$ ) Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Lasten . . . . .	34		
$\gamma$ ) Gleichförmig und stetig vertheilte Lasten . . . . .	34		
C. Querschnitte der Parallelträger.			
a. Querschnitte der Gurten . . . . . 34			
b. Querschnitte der Stäbe . . . . . 34			
D. Langträger (Schwellenträger).			
a. Eisenbahnbrücken . . . . . 35			
b. Strassenbrücken . . . . . 35			
E. Querträger.			
a. Eisenbahnbrücken . . . . . 35			
b. Strassenbrücken . . . . . 36			
F. Niet- und Bolzenverbindungen.			
a. Nietverbindungen der Bleche . . . . . 36			
$\alpha$ ) Einfache Nietung . . . . .	36		
$\beta$ ) Doppelte Nietung (Kettennietung) . . . . .	36		
$\gamma$ ) Einfache Nietung mit Doppellaschen . . . . .	37		
$\delta$ ) Doppelte Nietung mit Doppellaschen . . . . .	37		
b. Nietverbindungen der Stäbe.			
$\alpha$ ) Befestigung der Stabenden.			
$\alpha\alpha$ ) Gezogene Stäbe . . . . .	37		
$\beta\beta$ ) Gedrückte Stäbe . . . . .	37		
$\beta$ ) Vertheilung der Niete.			
$\alpha\alpha$ ) Gezogene Stäbe . . . . .	37		
$\beta\beta$ ) Gedrückte Stäbe . . . . .	37		
c. Bolzenverbindungen der Stäbe . . . . . 38			
d. Besondere Nietverbindungen.			
$\alpha$ ) Trägeranschlüsse . . . . .	38		
$\beta$ ) Vernietung der Gurtplatten am Querschnittswechsel . . . . .	38		
$\gamma$ ) Vernietung zur Uebertragung von Horizontalscherkräften . . . . .	38		
F. Die Querverbände.			
a. Die verticalen Querverbände.			
$\alpha$ ) Brücken mit auf den Trägern ruhender Bahn . . . . .	39		
$\beta$ ) Brücken mit zwischen den Trägern ruhender Bahn . . . . .	39		
b. Die horizontalen Querverbände . . . . . 40			
G. Die Lager.			
a) Abmessungen der Lagerplatten.			
$\alpha$ ) Feste Lager . . . . .	41		
$\beta$ ) Bewegliche Lager . . . . .	41		
b) Abmessungen und Zahl der Walzen . . . . .	42		
c) Abmessung der Kipplagerzapfen . . . . .	42		
<b>III. Construction.</b>			
1. Allgemeine Anordnung.			
a. Situation und Grundriss . . . . . 42			
b. Querprofil und Querschnitt . . . . . 43			
c. Längsprofil und Längenschnitt . . . . . 44			
2. Die Brückenbahn . . . . . 45			
A. Eisenbahnbrücken.			
a. Brückenbahn über den Hauptträgern.			
$\alpha$ ) Fahrsehienen auf hölzernen Querschwellen . . . . .	45		
$\beta$ ) Fahrsehienen auf eisernen Querschwellen . . . . .	45		
$\gamma$ ) Fahrsehienen auf hölzernen Langschwellen . . . . .	45		
$\delta$ ) Fahrsehienen auf eisernen Langschwellen . . . . .	45		
$\epsilon$ ) Fahrsehienen auf eisernen Langträgern . . . . .	45		
$\zeta$ ) Fahrsehienen auf hölzernen Lang- und Querschwellen . . . . .	46		
b. Brückenbahn zwischen den Hauptträgern.			
$\alpha$ ) Fahrsehienen auf hölzernen Querschwellen . . . . .	46		
$\beta$ ) Fahrsehienen auf eisernen Querschwellen . . . . .	46		
$\gamma$ ) Fahrsehienen auf hölzernen Langschwellen . . . . .	46		
$\delta$ ) Fahrsehienen auf eisernen Langschwellen . . . . .	46		

	Seite
<b>B. Strassenbrücken.</b>	
a. Deckmaterial und Decke der Strassenbrücken . . . . .	47
$\alpha$ ) Holzbohlenbelag . . . . .	47
$\beta$ ) Holzplaster . . . . .	47
$\gamma$ ) Beschotterung . . . . .	47
$\delta$ ) Steinplaster . . . . .	47
$\epsilon$ ) Künstliche Strassendecken . . . . .	47
b. Unterlage der Strassendecke (Brückentafel)	48
$\alpha$ ) Wellenbleche . . . . .	48
$\beta$ ) Belageisen (Zorès-Eisen) . . . . .	48
$\gamma$ ) Hänge- oder Stützbleche . . . . .	48
$\delta$ ) Buckelplatten . . . . .	48
$\epsilon$ ) Bohlenbelag . . . . .	49
$\zeta$ ) Steinplatten . . . . .	49
$\eta$ ) Steingewölbe . . . . .	49
$\theta$ ) Gusseiserne Platten . . . . .	49
c. Die Fussbahnen und Geländer der Strassenbrücken . . . . .	50
<b>3. Die Hauptträger.</b>	
A. Systeme der Parallelträger . . . . .	50
B. Die Gurte . . . . .	51
a. Der T-förmige Gurt . . . . .	51
b. Der kreuzförmige Gurt . . . . .	51
c. Der röhrenförmige Gurt . . . . .	51
d. Der U-förmige Gurt . . . . .	52
e. Der $\square$ - und H-förmige Gurt . . . . .	52
C. Die Stäbe . . . . .	52
a) Der L-förmige Querschnitt . . . . .	52
b) Der T-förmige Querschnitt . . . . .	52
c) Der $\square$ -förmige Querschnitt . . . . .	52
d) Der + -förmige Querschnitt . . . . .	52
e) Der $\Gamma$ -förmige Querschnitt . . . . .	52
D. Verbindung der Gurten und Stäbe . . . . .	52
a. Nietverbindung . . . . .	52
b. Bolzenverbindung . . . . .	52
4. Die Brückenbahnträger . . . . .	53
a. Die Langträger . . . . .	53
b. Die Querträger . . . . .	53
c. Die Consolenträger . . . . .	53
5. Die Querverbände . . . . .	53
A. Die Vertical-Querverbände . . . . .	53
B. Die Horizontal-Querverbände . . . . .	54
6. Knoten und Stabkreuzungen . . . . .	54
a. Die Nietknoten . . . . .	54
b. Die Bolzenknoten . . . . .	54
c. Die Stabkreuzungen . . . . .	54
7. Die Lager . . . . .	55
a. Die festen Lager . . . . .	55
b. Die beweglichen Lager . . . . .	55
8. Constructionsmaterial . . . . .	56
a. Bleche . . . . .	56
b. Flacheisen . . . . .	56
c. Winkelisen . . . . .	56
$\alpha$ ) Gleichschenkelige Winkelisen . . . . .	56
$\beta$ ) Ungleichschenkelige Winkelisen . . . . .	56
$\gamma$ ) Schiefe Winkelisen . . . . .	56
d. Massivbalken . . . . .	57
$\alpha$ ) I-Eisen . . . . .	57
$\beta$ ) C-Eisen . . . . .	57
$\gamma$ ) T-Eisen . . . . .	57
9. Die Verbindungsmittel . . . . .	57
a. Die Niete . . . . .	57
b. Die Stehbolzen . . . . .	57
c. Die Schrauben . . . . .	57
$\alpha$ ) Die Kopfschrauben . . . . .	57
$\beta$ ) Die Stiftschrauben . . . . .	58
d. Die Steinschrauben . . . . .	58
e. Die Ankerschrauben . . . . .	58
10. Die Verbindungen . . . . .	58
a. Die Nietverbindungen . . . . .	58
b. Die Schraubenverbindungen . . . . .	58

#### IV. Beschreibung und statisch-numerische Berechnung.

Tafel I. Eiserne Balkenbrücken mit parallelen Gurten und gegliederten Wandungen.	
1. Rectangularträger. Fig. 1-70 . . . . .	59
a. Mit gekreuzten Stabreihen. Fig. 1-45 . . . . .	60
b. Mit einfachen Stabreihen. Fig. 46-50 . . . . .	60
c. Mit einfachen und eingeschalteten Stabreihen (System Pettit. Fig. 51-52) . . . . .	60
d. Mit zweifachen Stabreihen. Fig. 53-60 . . . . .	60
2. Trapezträger. Fig. 71-80 . . . . .	61
a. Mit mehrfachen Stabreihen. Fig. 71-74 . . . . .	61
b. Mit gekreuzten Stabreihen. Fig. 75-76 . . . . .	61
c. Mit einfachen und eingeschalteten Stabreihen (System Pettit-Fink). Fig. 77 . . . . .	61
3. Brückenträger mit dem Stabsystem des ungleichschenkeligen Dreiecks (System Post). Fig. 81 . . . . .	61
4. Brückenträger mit dem Stabsystem des gleichschenkeligen Dreiecks. Fig. 82-95 . . . . .	61
a. Träger mit einfachen Stabreihen. Fig. 82-86 . . . . .	61
b. Träger mit zweifachen Stabreihen. Fig. 87 . . . . .	62
c. Träger mit mehrfachen Stabreihen. Fig. 88-95 . . . . .	62
5. Brückenträger mit combinirtem Stabsystem. Fig. 96-98 . . . . .	62

Tafel II. Fachwerkbrücke mit einfachen gezogenen Diagonalen.	
Allgemeine Anordnung . . . . .	62
Statische Berechnung . . . . .	63
I. Schwellenträger . . . . .	63
II. Querträger . . . . .	64
III. Hauptträger . . . . .	65
A. Analytische Berechnung . . . . .	65
a. Die oberen Gurtingen . . . . .	65
b. Die unteren Gurtingen . . . . .	65
c. Die Diagonalen . . . . .	65
d. Die Verticalen . . . . .	66
B. Graphische Berechnung mit Texttafel A . . . . .	66
Tafel III. Fachwerkbrücken mit gekreuzten Diagonalen.	67
A. Mit oben liegender Fahrbahn . . . . .	67
B. Mit unten liegender Fahrbahn . . . . .	67
Tafel IV. Gitterbrücken mit zweifachem Stabsystem und obenliegender Fahrbahn . . . . .	67
Tafel V. Fachwerkbrücken mit doppelter Stabreihe . . . . .	68
I. Allgemeine Anordnung . . . . .	68
II. Statische Berechnung . . . . .	69
1. Die Langträger . . . . .	69
2. Die Querträger . . . . .	69
3. Die Hauptträger . . . . .	69
a. Die Gurten . . . . .	69
b. Die Stäbe . . . . .	70
4. Die Horizontal-Querverbände . . . . .	71
a) Der obere Horizontalverband . . . . .	71
b) Der untere Horizontalverband . . . . .	71
5. Der Vertical-Querverband . . . . .	71
6. Die Lager . . . . .	71
a) Lagerplatte . . . . .	71
b) Pendellager . . . . .	71
III. Anordnung der Querschnitte . . . . .	71
1. Hauptträger . . . . .	71
a) Gurtingen . . . . .	71
$\alpha$ ) Der Obergurt . . . . .	72
$\beta$ ) Der Untergurt . . . . .	72
b) Die Stäbe . . . . .	73
$\alpha$ ) Die Diagonalen . . . . .	73
$\beta$ ) Die Verticalen . . . . .	74
2. Horizontalverband . . . . .	74
a) Oberer Horizontalverband . . . . .	74
b) Unterer Horizontalverband . . . . .	74
Tafel VI. Gitterbrücken mit dreifachem Stabsystem und mit oben oder unten liegender Brückenbahn . . . . .	85
<b>V. Gewichts- und Kosten-Berechnung.</b>	
1. Generelle Gewichts- und Kosten-Berechnung . . . . .	74
2. Specielle Gewichts- und Kosten-Berechnung . . . . .	74
Gewichts-Berechnung der Brücke über die Lippe in der Venlo-Hamburger Bahn . . . . .	75
<b>VI. Vergebung und Ausführung.</b>	
1. Vergebung der Arbeiten . . . . .	79
a) Die Submissions-Bedingungen . . . . .	79
b) Die Contracts-Bedingungen . . . . .	79
$\alpha$ ) Die allgemeinen (generellen) Contracts-Bedingungen . . . . .	79
$\beta$ ) Die besonderen (speciellen) Contracts-Bedingungen . . . . .	79
2. Ausführung der Arbeiten . . . . .	79
a) Die administrative Ausführung . . . . .	79
$\alpha$ ) Prüfung des zu verwendenden Eisens . . . . .	79
$\beta$ ) Controle der Arbeiten in der mechanischen Werkstätte . . . . .	79
$\gamma$ ) Controle der Aufstellung, Montirung und Probe-Belastung . . . . .	80
b) Technische Ausführung . . . . .	80
$\alpha$ ) Behandlung der Eisentheile vor deren Zusammenlegung . . . . .	80
$\beta$ ) Zusammenlegen, Ablängen, Zuschneiden und Bohren der Eisentheile . . . . .	80
$\gamma$ ) Nieten und Zusammenschrauben . . . . .	80
$\delta$ ) Behandlung der Gussstücke . . . . .	80
$\epsilon$ ) Aufstellung und Montirung . . . . .	80
A. Die festen Gerüste . . . . .	81
a) Die stehenden Gerüste . . . . .	81
$\alpha$ ) Die stehenden Balkengerüste . . . . .	81
$\beta$ ) Die stehenden Sprengwerkgerüste . . . . .	81
$\gamma$ ) Die stehenden Fachwerkgerüste . . . . .	81
b) Die gesprengten Gerüste . . . . .	81
$\alpha$ ) Die gesprengten Gerüste mit verdübelten Balken . . . . .	81
$\beta$ ) Die gesprengten Gerüste mit Fachwerkträgern . . . . .	81
B. Die beweglichen Gerüste . . . . .	81
a) Die auf Pontons ruhenden Flachgerüste . . . . .	82
b) Die auf Pontons ruhenden Jochgerüste . . . . .	82
C. Aufstellung ohne Gerüste . . . . .	82
a) Aufstellung durch Einwalzen der montirten Träger . . . . .	82
b) Aufstellung durch Montirung der Träger von den Pfeilern aus . . . . .	82
c) Aufstellung durch Hebung der montirten Träger . . . . .	82
<b>VII. Prüfung und Unterhaltung.</b>	
1. Prüfung der gegliederten Parallelbalkenbrücken . . . . .	83
a) Erste Prüfung . . . . .	83
b) Periodische Prüfung . . . . .	84
2. Unterhaltung und Reparatur . . . . .	84
a) Die Unterhaltungsarbeiten . . . . .	84
b) Die Reparaturarbeiten . . . . .	85
<b>Literatur . . . . .</b>	86

# Eiserne Balkenbrücken mit parallelen Gurten und gegliederten Wandungen.

## I. Technische Entwicklung.

### 1. Die älteren Constructionen.

Bis zur Mitte der vierziger Jahre des 19. Jahrhunderts waren die Gurtungen der Parallelträger auch weitgespannter schmiedeiserner Brücken durch volle, aus Kesselblech bestehende Wandungen verbunden worden. Die bedeutendste Anwendung dieser Constructionweise war noch bei Ausführung der i. J. 1850 vollendeten Britannia-Brücke gemacht worden, deren Wandungen eine Höhe von 7,1 m an ihren Enden bis 9,14 m in ihrer Mitte erreichten. Aus den mit einer Modellröhre derselben angestellten Versuchen, wobei sich deren Wandungen unter der Probelast verbogen, hatte man erkannt, dass diese Verbiegung die Folge von Druckkräften sei, welche von oben nach unten wirkten, ohne jedoch über das Wesen und Wirken dieser, sowie der gleichzeitig auftretenden, von unten nach oben wirkenden Zugkräfte im Klaren zu sein. Die Natur dieser Kräfte war aber durch die hölzernen Fachwerk- und Gitter-Constructionen der Amerikaner, worunter die im Jahre 1839 patentirten Long'schen, sogenannten suspension bridges<sup>1)</sup> und die Town'schen lattice bridges hervorzuheben sind, bereits praktisch aufgeklärt worden. Man wusste, dass die oben erwähnten Zug- und Druckkräfte auch durch einzelne Stäbe übertragen, mithin die vollen Wandungen in Reihen stabartiger Glieder aufgelöst werden können. Nachdem Howe bei einer Verbesserung der Long'schen Brücken in Verbindung mit hölzernen Gurtungen, Streben und Gegenstreben bereits eiserne Zugstangen angewandt hatte, bildete Jones die Howe'schen und der Maschinenfabrikant Rider in Washington die Long'schen Brücken ganz in Eisen in einer Weise nach, welche bewies, dass beide Constructeure schon eine klare Einsicht in die Wirkungsweise jener Zug- und Druckkräfte besaßen, da sie dieselben bezüglich durch schmied- und gusseiserne Stäbe aufnehmen liessen. So hat die zu den Nachbildungen der Howe'schen Brücken in Eisen nach dem System Jones gehörige Strassenbrücke über einen Kanal in der Lehigh Avenue in Philadelphia, s. Taf. I, Fig. 3—11, einen gusseisernen, im Querschnitt  $\Pi$ -förmigen Obergurt und einen aus vier Flacheisen bestehenden Untergurt, während die im Querschnitte kreuzförmigen Haupt- und Gegenstreben, welche bei kleinen eisernen Brücken dieser Gattung gewöhnlich aus Gusseisen hergestellt sind, gleich den doppelten Hängstangen aus Schmiedeisen bestehen. Die eiserne, in der Stadt Bergen nach dem Rider'schen System erbaute Wegbrücke über die New-Jersey-Bahn, s. Taf. I, Fig. 1 u. 2, welche der Long'schen Fachwerkbrücke nachgebildet wurde, enthält dagegen zwischen ähnlich ausgebildeten Gurten lothrechte, gusseiserne Druckpfosten und gekreuzte, schmiedeiserne Zugdiagonalen. Die von Rider ausgeführte Strassenbrücke über den Rock-Creek zwischen

Washington und Georgetown<sup>1)</sup>, mit einer Oeffnung von 35,36 m Spannweite, deren Brückenbahn durch die Tragrippen in zwei Fahrbahnen und in zwei Fusspfade abgetheilt ist, zeigt bei ähnlicher Anordnung der Gurtungen und Verticalen ein dreifaches System der gezogenen Diagonalen. Leider griff Rider, welcher aus ökonomischen Gründen seine Brücken über eine Schablone und mit möglichst geringem Materialaufwand construirte, die Abmessungen einiger derselben zu schwach, wie der im Jahre 1850 bei dem Passiren eines schweren Güterzugs erfolgte Einsturz einer seiner Brücken von 18,89 m Spannweite bewies, der wahrscheinlich eine Folge zu geringer Dimensionen jener unteren Gurtungsschienen war.

Eine nach Form und Verbindung der einzelnen Constructiontheile abweichende Ausbildung fand dieses System durch Murphy-Whipple. Andere von demselben vorzugsweise für Eisenbahnbrücken construirte Parallelträger, wie sie unter anderen bei einer Brücke der Vermont-Canada-Bahn<sup>2)</sup> mit 44,5 m Spannweite Anwendung fanden, haben nur in der Mitte gekreuzte, an den Enden einfach gezogene Diagonalen und, statt senkrechter, geneigte Endpfosten erhalten. Obwohl hierdurch die Construction der Parallelträger wesentlich vereinfacht war, so zeigten auch diese in der Abmessung ihrer Theile — von welchen die oberen, röhrenförmigen Gurten und die durch je vier Spannkräfte versteiften Druckpfosten aus Gusseisen, die unteren schlingenförmigen Gurtungen und Diagonalen aus Schmiedeisen bestanden — eine Leichtigkeit, welche das Eisenbahn-Commissariat des Staates New-York zur Prüfung der Tragfähigkeit einer nach diesem System erbauten Brücke der Northern-Albany-Bahn bei West-Troy über den Erie-Kanal mit 45,66 m Spannweite veranlasste. Diese Untersuchung ergab, dass einzelne ihrer Theile bei einer Belastung des m Geleise von 7500 Kg. fast bis zur Elasticitätsgrenze angestrengt wurden.

Auch das von Wendel Bollmann — ausser bei vielen anderen Brücken der Baltimore-Ohio-Bahn — an der über den Potomac führenden Brücke dieser Bahn bei Harpers Ferry, s. Taf. I, Fig. 96, ausgeführte System, welches in der Aufhängung einzelner, unter sich verbundener Trägerfache an je zwei eisernen Zugbändern besteht, deren Horizontaldruck durch einen gusseisernen Spannbalken, den sogen. Winchesterspan, aufgehoben wird, zeigte bei einer von Parker, dem Oberinspector jener Bahn angestellten Prüfung verhältnissmässig grosse Durchbiegungen, gegen welche die von dem Erfinder hervorgehobenen Vortheile einer leichten Zusammensetzung und günstigen Disposition der Holztheile bei Feuersgefahr zurücktreten. Ein dem Bollmann'schen Systeme verwandtes,

1) Vgl. Suspension bridge. Specification of a Patent for a suspension bridge, granted to Lt. Col. S. H. Long in 1839 and Description of Col. Long's bridges. Philadelphia 1841.

Heinzerling, Eiserne Parallelbalkenbrücken. Zweite Auflage.

1) Die Abbildung, Beschreibung und Literatur dieser, sowie der meisten folgenden Brücken s. Heinzerling, Die Brücken in Eisen. Lpzg. 1870.

2) A. a. O. S. 152—154.

jedoch auf einer andren Vertheilung der Zugbänder beruhendes System hat Albert Fink u. a. bei einer Eisenbahnbrücke über den Elisabethfluss bei Norfolk, s. Taf. I, Fig. 97 u. 98, angewandt. Ein zweites, bei Brücken der Baltimore-Ohio-Bahn vielfach zur Ausführung gekommenes System von Fink besteht im Wesentlichen aus einem gusseisernen Obergurt und eben solchen Verticalständern, welche mit den schmiedeisernen Zugbändern einen zusammengesetzten, umgekehrten Hängebock bilden und deshalb eines besonderen Untergurtes nicht bedürfen. Gusseiserne, zwischen die Verticalständer eingeschaltete Querträger tragen die Langschwelen, auf welchen die Fahrsehnen entweder direct oder vermittelt Querschwelen ruhen.<sup>1)</sup>

Das erste Beispiel einer Nachbildung der Town'schen Lattenbrücken in Eisen von grösserer Spannweite ist die im Jahre 1845 zur Uebersetzung des Royal-Canals bei Dublin<sup>2)</sup> erbaute Brücke der Dublin-Drogheda-Bahn von 42,67 m Spannweite, deren doppeltes Geleise von 5,34 m hohen Gitterwänden getragen wird, welche aus je 1,25 cm starken — enge Maschen von je 30 cm Seite bildenden — Stäben zusammengesetzt sind und deshalb in der Folge eine zu geringe seitliche Steifigkeit zeigten. Die Mängel dieser Construction wurden bei der im Jahre 1855 von John Macneill und James Barton erbauten Brücke über den Boynefluss bei Drogheda<sup>3)</sup>, in der Linie der Dublin-Belfast-Bahn, vermieden, welche mittelst continuirlicher Träger eine mittlere Oeffnung von 81,38 m und zwei Seitenöffnungen von je 42,97 m überspannt. Dieselbe besitzt für eine zweigeleisige Bahn nur zwei Träger aus doppelten, je 0,76 m von einander abstehenden Gitterwänden mit weiten Maschen, deren gedrückte Stäbe zur Vermehrung der Seitensteifigkeit durch aufgenietete Winkeleisen verstärkt und überdies durch Gitterwerk verbunden wurden. Die Gurten ihrer Gitterträger wurden den Wendepunkten der elastischen Linie entsprechend construiert und später durch Losschlagen von Nieten und Beobachtung der Stossfugen an diesen Stellen die Uebereinstimmung der Berechnung mit der Ausführung constatirt. Eine verwandte Construction zeigt die in den Jahren 1863 und 1864 von Cubitt und Turner erbaute London-Chatam und Dover-Eisenbahnbrücke über die Themse bei Blackfriars zu London<sup>4)</sup>, deren gedrückte, aus einem Stück gewalzte Streben zur Herstellung der nöthigen Steifigkeit einen U-förmigen Querschnitt erhalten haben.

Für Deutschland wurden die Versuche von Bedeutung, welche Henz im Jahre 1846 bei Erbauung einer Brücke der Niederschlesisch-Märkischen Bahn über die Neisse bei Guben anstellte, indem deren günstiges Ergebniss dem Systeme der eisernen Gitterbrücken ausgedehnten Eingang bei preussischen und anderen deutschen Bahnen verschaffte. Die Gitterstäbe dieser Brücke bestanden aus geflochtenen, an ihrer Kreuzungsstelle vernieteten, schmiedeisernen Latten, welche oben und unten mit einer Gurtung von je zwei umgelegten, breitbasigen, mit den Füßen gegeneinander genieteten Fahrsehnen umfasst wurden, während die Querverbindung aus gusseisernen Platten bestand, die Querschwelen aber einfach durch die Maschen der Gitterwände gesteckt und an denselben durch Winkellappen und Bolzen befestigt waren. Das auf eine Abscheerung der Gitterstäbe hinarbeitende Flechten der Stäbe wurde in der Folge aufgegeben. Die zu den Gurtungen verwendeten breitbasigen Sehnen wurden durch gusseiserne oder gewalzte, mittelst Winkeleisen an die Gitterstäbe gebolzte oder genietete Platten, die gusseisernen Querträger aber durch solche aus Blech oder Gitterwerk ersetzt, wobei man deren Anschlüsse an die Gitterwände oft mittelst Dreiecksblechen aussteifte. Die auf diese Weise im zweiten Geleise der Cöln-Mindener Bahn ausgeführte Brücke über die Ruhr bei Altstaden erhielt bereits ungeflochtene, aber noch flache, durchweg

gleich starke Gitterstäbe und gleich starke Gurten aus wagrechten Platten, wovon diejenigen des Obergurtes noch aus Gusseisen bestehen, während die im Jahre 1848 in der Magdeburg-Leipziger Bahn erbaute Brücke über die Saale bei Grizehna bereits continuirliche Gitterträger mit schmiedeisernen Gurtungsplatten und über den Pfeilern breitere Stäbe als zwischen denselben besitzt. Statt der unmittelbaren Verbindung der Gitterstäbe mit den Gurtungsplatten durch Winkeleisen, welche sich in der Folge zu schwach erwies, indem sich die Gitterstäbe aus der Vernietung mit den lothrechten Winkeleisen-schenkeln lösten, fügte man später den wagrechten Gurtungsplatten eine lothrechte Platte hinzu, welche man mit den ersteren durch Winkeleisen verband und gegen welche man nun die Gitterstäbe nietete. Zur Verhütung seitlicher Ausbiegung der Gitterwände wurden dieselben später mittelst verticaler, gewöhnlich doppelter, zu einem T zusammengesetzter Winkeleisen verstärkt, welche man — den von der Mitte nach den Enden hin zunehmenden Spannungen im Gitterwerk entsprechend — in dieser Richtung vermehrte und verstärkte. Zur Vermeidung einer seitlichen Verschiebung der Brückenbahn wurden zwischen oder unter den Querträgern wagrechte Diagonalversteifungen aus Rund- oder Flacheisen angebracht.

Unter die Systeme der eisernen Parallelträger ist ferner das im Jahre 1846 von dem belgischen Ingenieur Neville zur Ueberbrückung mehrerer Kanäle und kleinerer Flüsse in der Linie Charleroi-Erquelines vorgeschlagene zu rechnen, welches zur Verbindung der parallelen Gurte nur geneigte Stäbe verwendet, die unter sich und mit den Gurten gleichseitige oder mindestens gleichschenkelige Dreiecke bilden. Die von der belgischen Regierung, zur Prüfung der nach diesem Systeme construirten Brücke über die Sambre zwischen Charleroi und Erquelines von 21,6 m Spannweite, s. Taf. I, Fig. 82 — 84, niedergesetzte Commission erklärte dasselbe für Eisenbahnbrücken zwar für anwendbar, knüpfte jedoch wegen der verhältnissmässig grossen, durch die Probelastung bewirkten Einsenkungen der Träger an dessen Anwendung Bedingungen, welche seiner Verbreitung nicht günstig waren. Trotzdem fand das Neville'sche System Eingang in Frankreich und Oesterreich, in welchem letzteren die in der Kaiser Ferdinand-Nordbahn erbaute Brücke über den Betsch bei Prerau in Mähren, die Strassenbrücken über die Wien in Wien und in Gumpendorf sowie über die Elbe bei Leitmeritz mit fünf Oeffnungen von 40,92 m bis 43,37 m Spannweite hervorzuhellen sind. In der That war es nicht die Grundform des Trägers, sondern die mangelhafte Zusammensetzung, Dimensionierung und Verbindung seiner Theile, welche dessen Tragfähigkeit beeinträchtigt hatten. Dies erkannte der englische Capitain Warren, welcher die einem Druck und einem Zug ausgesetzten Theile des Neville'schen Trägers beziehungsweise aus Guss- und Schmiedeisen herstellte, alle Theile richtig dimensionirte, durch starke Bolzen tüchtig verband und hierauf ein Patent nahm, nach welchem Cubitt im Jahre 1851 die bekannte, stark befahrene Brücke der Great-Northern Bahn über den Trent bei Newark, s. Taf. I, Fig. 85 u. 86, mit einer Spannweite von 73,3 m herstellte. Vier durchweg schmiedeiserne, nach dem Warren-System ausgeführte Träger zeigt der im Jahre 1853 nach dem Entwurfe von Liddle und Gordon begonnene Crumlin-Viaduct<sup>1)</sup> mit eisernen, auf Steinsockeln ruhenden Pfeilern, dessen Tragwände aus einem  $\Pi$ -förmigen Obergurt, einem aus aufrecht gestellten Flachschielen bestehenden Untergurt und schmiedeisernen, unter Winkeln von nahe 60° geneigten Stäben gebildet sind. Ihre auf Zug beanspruchten Stäbe bestehen aus Flacheisen, ihre einem Druck ausgesetzten Stäbe aus je vier, in Kreuzesform zusammengegenieteten Winkeleisen, welche mit den Gurten durch starke Bolzen verbunden sind. Die 53 m hohen Pfeiler dieses Viaductes bestehen aus 14 gusseisernen, durch gusseiserne Querverbindungen und schmied-

1) A. a. O. S. 159—163.

2) A. a. O. S. 229.

3) A. a. O. S. 230.

4) A. a. O. S. 231 ff.

1) A. a. O. S. 232 ff.

eiserne Diagonalen versteiften Röhren, welche nach der Grundform eines langgezogenen Sechsecks in drei Reihen aufgestellt sind, wovon jede äussere 4 und die mittlere 6 Röhren enthält.

## 2. Die neueren und neuesten Constructionen.

War durch die vorerwähnten Ausführungen die Construction der Parallelträger mit gegliederten Wandungen wesentlich gefördert worden, so wurde doch eine genauere Dimensionirung beider Gurtungen und sämtlicher Gitterstäbe, welche bei den vorgenannten Brücken trotz der ungleichen Anspruchnahme meist noch durchweg gleiche waren, erst im Jahre 1851 durch die theoretischen Untersuchungen eingeleitet, welche gleichzeitig von J. W. Schwedler und C. Culmann veröffentlicht wurden. Erst von dieser Zeit ab, worin Theorie und Praxis Hand in Hand zu gehen anfangen, begann die Ausführung rationaler Gitter- und Fachwerk-Constructionen mit abgesetzten und fortlaufenden Trägern. Unter letzteren stehen die in den Jahren 1850—1857 erbaute Brücke über die Weichsel bei Dirschau, s. Taf. I, Fig. 94, 95 — die weitestgespannte und längste aller continuirlichen Gitterbrücken — mit 6 Oeffnungen von je 121,13 m im Lichten, sowie die zur selben Zeit erbaute Brücke über die Nogat bei Marienburg mit 2 Oeffnungen von je 97,9 m — beide in der preussischen Ostbahn — voran, da die Stärke ihrer Gurten und Gitterstäbe nach der Länge der Brücke verschieden und zwar mit nahezu gleichem Widerstande gegen die äusseren Kräfte angeordnet wurden. Ihnen folgten in den Jahren 1856—1860 die für Eisenbahn- und Strassenverkehr bestimmten Gitterbrücken über den Rhein bei Cöln mit drei Oeffnungen von je 98,22 m, sowie die in den Jahren 1858—1860 für Eisenbahnverkehr erbaute Gitterbrücke über den Rhein zwischen Strassburg und Kehl mit drei gleichen Oeffnungen von je 66 m Spannweite, an welche sich an beiden Ufern je 26 m weite Oeffnungen mit Drehbrücken anschliessen. Die Gurtungen beider Brücken haben die einfache bzw. zusammengesetzte T-Form und einen ihrer verschiedenen Anspruchnahme entsprechenden ab- und zunehmenden Querschnitt, während ihre Gitterstäbe, welche noch enge Maschen bilden, zwar von der Mitte nach den Auflagern hin an Stärke zunehmen, aber noch aus Flacheisen construiert und deshalb durch besondere Verticale abgesteift sind. Zahlreiche Gitterbrücken mit ähnlichem Constructionssystem entstanden um diese Zeit, ausser in Deutschland, auch in der Schweiz, unter welchen die beiden von Etzel zwischen den Jahren 1853 und 1859 erbauten Viaducte über die Sitter bei St. Gallen auf eisernen und über die Aar bei Bern auf steinernen Pfeilern hervorzuheben sind.

Die geringe Seitensteifigkeit, welche flache Gitterstäbe — so bei der im Jahre 1858 von Ruppert erbauten Eisenbahnbrücke über die Kinzig bei Offenburg mit 60 m Spannweite — einem Druck entgegenseetzen, veranlassten denselben, bei den im Jahre 1858 in der Linie der südöstlichen Staatsbahn vollendeten Brücken über die Eipel, s. Taf. I, Fig. 91—93, und über die Gran in Oberrugern mit Oeffnungen bis zu 56,88 m Weite zur Beseitigung der bisher üblichen, verticalen Absteifungen der Gitterwände und zur Anwendung halbcylinderröhriger Stäbe, für welche behufs grösserer Materialersparniss zugleich eine grössere Maschenweite zu Grunde gelegt wurde. Die Gurten erhielten einen kreuzförmigen, zum Anschluss sowohl der Gitterstäbe als auch der Horizontalverbände sehr geeigneten Querschnitt, die Gitterstäbe an ihren Kreuzungspunkten Zwischenplatten, durch welche sie mittels genau auf die Weite der Nietlöcher abgedrehter Niete fest unter einander verbunden wurden. Die Eipel- und Gran-Brücke bilden den Uebergang der Gitterbrücken mit engen Maschen und flachen Stäben zu den Gitterbrücken mit weiten Maschen und steifprofilirten Stäben, welchen man sich von der zweiten Hälfte der 50er Jahre ab zuwandte. Mit diesen Verbesserungen wurde unter anderen der vom Jahre

1857 bis 1862 in der Linie Lausanno-Freiburg-Berner Grenze erbaute zweigeleisige Viaduct über die Saane bei Freiburg ausgeführt, indem die Seiten seiner rautenförmigen Trägermaschen bereits über 1 m betragen und die gedrückten Gitterstäbe einen homogenen,  $\omega$ -förmigen Querschnitt erhalten haben.

Die Verbiegungen, welchen die unter sich vernieteten Stäbe der Gitterbrücken ausgesetzt sind, sowie die Schwierigkeit, die hierdurch in den Gitterstäben gleichzeitig eintretenden Zug-, Druck-, Biegungs- und Scheer-Spannungen theoretisch scharf zu verfolgen, lenkten um die gleiche Zeit auf Einführung der Fachwerkträger mit noch weiteren Maschen und steifen, unter sich wenig oder gar nicht verbundenen Stäben: eine Construction, die sich bei der im Jahre 1857 in der Niederschlesisch-Märkischen Bahn von Malberg ausgeführten Flackenseebrücke bei Erkner, s. Taf. I, Fig. 19—21, mit quadratischen Feldern und einfachen gekreuzten Diagonalen, von denen die gedrückten — ebenso wie die Gurtungen — einen kreuzförmigen, aus je 4 Winkel-eisen zusammengesetzten und die gezogenen einen rechteckigen Querschnitt erhalten haben, angewandt findet. Die Fahrseilen wurden der Länge nach durch hohle Blechbalken und diese durch eiserne Querträger unterstützt. Bei den beiden, während der folgenden Jahre 1858—1862 in der Rheinischen Bahn ausgeführten Brücken über die Mosel bei Coblenz, s. Taf. I, Fig. 22—29, mit über je 2 Oeffnungen fortgesetzten und über die Nahe bei Bingen, s. Taf. I, Fig. 32—35, mit abgesetzten Trägern mit zweifachem Stabsystem sind sowohl die gedrückten, als auch die gezogenen Stäbe mit T-förmigem Querschnitt von zunehmendem Flächeninhalte versehen und aus einem Stücke gewalzt worden, dagegen wurde bei den letzteren die bei der Moselbrücke angewandte Unterstützung der Fahrseilen durch hölzerne Langschwelen auf eisernen Querträgern aufgegeben und durch ein System von Querschwellen auf eisernen Längs- und Querträgern ersetzt. Eine ähnliche Fahrbahnconstruction erhielten auch die beiden in den Jahren 1860—1862 erbauten Brücken über den rechten und linken Neckararm bei Heilbronn in der Linie Heilbronn-Hall der Württembergischen Staatsbahn, s. Fig. I, Fig. 36—45, jedoch mit T-förmigen, aus einem Stück gewalzten Längsträgern, dagegen wurden nur die gedrückten Stäbe aus T-Eisen, die gezogenen dagegen, wie bei der Flackenseebrücke, flach construiert. Ein Beispiel der Anwendung dieses Systemes auch auf continuirliche Träger bietet der in den Jahren 1869—1871 in der österreichischen Nordwestbahn erbaute Viaduct über das Thayaflussthal bei Znaim<sup>1)</sup> mit zwei Oeffnungen von je 50 und mit zwei Mittelöffnungen von je 60 m dar.

Im Jahre 1858 veröffentlichte Monié<sup>2)</sup> eine vereinfachte, ihm patentirte Construction der Fachwerkbrücken mehrfachen Systems, nach welcher, mit Ausnahme der mittleren Brückenfelder, worin bei den grössten einseitigen Belastungen die Richtung der Verticalscheerkräfte wechselt, nur einseitig geneigte, gezogene und lothrechte, steifprofilirte gedrückte Stäbe — jedoch noch mit Vernietung derselben unter sich — angewandt werden. Eine der ersten und bedeutendsten Anwendungen dieses Systemes, die in der Linie Cleve-Zevenaar der Rheinischen Eisenbahn während der Jahre 1863—1864 erbaute Brücke über den Alten Rhein bei Griethausen, s. Taf. I, Fig. 46—50 und Fig. 66—70, hat bei einer Spannweite von 100,42 m und einer Höhe von 7,71 m ihrer grössten Träger ein dreifaches System nur gezogener Diagonalen und bei Spannweiten von 18,29 m und Höhen von 2,51 m ihrer kleinsten Träger ein einfaches System nur gezogener Diagonalen erhalten, von welchen die ersteren noch mit ihren Verticalen vernietet sind. Die hohen Tragwände sind oben sowohl durch verticale Querverbände aus horizontalen Winkel-eisen und diagonalen Flachstäben, welche die

1) Vgl. Allg. Bztg. Wien 1873. S. 108 ff.

2) Vgl. Ztschr. für Bauwesen. Berlin 1858.

nöthige Durchfahrtsöffnung freilassen, als auch durch horizontales, über den Obergurten angebrachtes, aus Winkel-eisen bestehendes Fachwerk, dessen Diagonalen an ihren Kreuzungen vernietet sind, abgesteift. Erst bei der in den Jahren 1865—1867 erbauten Brücke über den Rhein zwischen Ludwigshafen und Mannheim, s. Taf. I, Fig. 53—60, mit 3 Oeffnungen erscheint dieses System ohne Anwendung einer Vernietung der Stäbe unter sich in der klarsten und ökonomisch vortheilhaftesten Ausbildung. Die gedrückten Verticalständer dieser Brücke sind aus je vier Winkel-eisen und zwischen dieselben eingeschaltetem Gitterwerk, die Zugbänder aus Flacheisen gebildet, deren Breite, dem Wachsen der Vertikalkräfte entsprechend, von der Mitte nach den Auflagern hin zunimmt. Ihre Gurtungen haben zur Herstellung der nöthigen Querschnittsfläche, sowie zum Anschluss der doppelten Zugbänder einen  $\Pi$ -förmigen, aus mehreren wagrechten und zwei verticalen, durch je 4 Winkel-eisen mit jenen vernieteten Platten zusammengesetzten Querschnitt erhalten. Jeder Träger ruht mit den Enden seiner unteren Gurtungen auf halbwalzenförmigen Kipplagern, s. Fig. 59, 60, um welche er sich bei Durchbiegungen in entsprechenden Pfannen drehen kann. An dem einen Ende ruht er auf einer festen, an dem anderen Ende auf einer beweglichen Unterlage, wovon die erstere aus einer gusseisernen, mit dem Pfeilermauerwerk verankerten Platte besteht, die zweite aus einer gusseisernen Unterlagplatte bestand, die bei Temperatur- und Belastungs-Wechsel des Trägers auf einer mit dem Pfeilermauerwerk verankerten Schiebepfanne hin- und herglitt, später jedoch — um die hierdurch bewirkte Lockerung des Auflager-Mauerwerks zu vermeiden — durch ein Roll-Lager ersetzt wurde.<sup>1)</sup> Bei der nach demselben Systeme construirten und im Jahre 1869 vollendeten, zweigeleisigen Brücke über den Donaükanal zwischen Wien und Stadtlau, s. Taf. I, Fig. 61—65, haben die oberen Gurten und die Verticalständer einen röhrenförmigen, aus je vier gewalzten Verticyleylinder- oder Quadranteisen-Stäben, die unteren Gurtungen einen halbcylinderförmigen, aus je zwei Quadranteisen und Horizontalplatten gebildeten Querschnitt erhalten, während die Zugbänder ebenfalls flach sind. Die gegen Druck wirkenden Glieder erscheinen in der Cylinderform massiver als die übrigen gegen Zug arbeitenden Theile der Tragwände, wodurch zugleich ihre statische Function ästhetisch veranschaulicht wird.

Unter den Brücken mit Parallelträgern, welche sich in den Vereinigten Staaten von Nordamerika aus dem erwähnten Systeme von Rider und Murphy-Whipple entwickelten, sind die im Jahre 1861 und 1865 patentirten Brücken von Linville und Piper, sowie diejenigen von Post hervorzuheben. Die ersteren, welche in den Eisenwerken der Keystone Bridge Company in Pittsburgh für Spannweiten bis 121,92 m angefertigt wurden, s. Taf. I, Fig. 71—74, und wovon die im Jahre 1869 in der Linie Pittsburgh-Fort-Wayne-Chicago mit 41,6 m Stützweite erbaute Brücke<sup>2)</sup> ein Beispiel darbietet, erhielten  $\Pi$ -förmige oder kastenförmige, aus Horizontalplatten, C- und I-förmigen Profilen zusammengesetzte obere und aus lothrechten Flacheisen bestehende, kettenförmige untere Gurtungen. Zwischen beide wurden hohle achteckige — in der Mitte etwas ausgebauchte, aus je vier eigens gewalzten Profileisen zusammengenietete, mit gusseisernem Kapital und Sockel versehene — Verticalständer sowie doppelte, aus Quadranteisen gebildete, oben in Schraubengewinde, unten in Oehre endigende doppelte Zugbänder mittels starker Querbolzen eingeschaltet, an welche letztere zugleich die aus gusseisernen Röhren bestehenden oberen und unteren Querverbindungen angeschraubt sind. Die Brückenbahn wurde aus starken, hochkantig auf die untere oder obere Gurtung gelegten Querschwellen gebildet, welche die gleichfalls hölzernen Langschwellen mit den Fahrseilen aufnahmen. Die Träger nach dem Systeme Post, von welchen die im Jahre 1870 erbaute

Brücke über den Missouri bei Omaha<sup>3)</sup>, s. Taf. I, Fig. 81, ein Beispiel giebt, unterscheiden sich — die etwas verschiedene Detailbildung abgerechnet — von den vorhergehenden nur durch etwas nach der Brückenmitte hin geneigte Ständer — von welchen die beiden mittleren sich oben berühren — und durch die hiervon abhängige, etwas veränderte Lage der Zugbänder. Die obere Gurtung besteht nämlich aus einzelnen gusseisernen, an den Knoten zusammengeschaubten kastenförmigen Stücken mit  $\Pi$ -förmigem Querschnitt, während die untere Gurtung eine aus hochkantig gestellten Flacheisen zusammengesetzte Kette bildet. Die aus je zwei Platten und zwei damit vernieteten C-Eisen bestehenden kastenförmigen, in der Mitte etwas ausgebauchten Ständer, die aus Flacheisen bestehenden Haupt- und die aus Rundeisen bestehenden, mit Schraubenschlössern versehenen Gegen-Zugbänder sind mit den Gurtungen durch starke Querbolzen verbunden, an welche zugleich die — aus doppelten, unter sich verschraubten I-Eisen bestehenden — Querträger mittels Hängeisen angehängen sind. Auch das Fink'sche System fand bei der in den Jahren 1868—1870 erbauten Brücke über den Ohio bei Louisville, von 1614,67 m Länge mit 26 Oeffnungen bis zu 122 m Spannweite weitere Anwendung, indem deren kleinere Oeffnungen mittels mehrtheiliger Hängwerke mit gusseisernen Hängsäulen und Kreuzstreben nebst schmiedeeisernen Zugstangen, die beiden grossen Schiffsfahrtsöffnungen mittels durchweg schmiedeeiserner, über der Fahrbahn angeordneter Fachwerkträger nach dem von Pettit patentirten Systeme mit mehreren, ineinander eingeschalteten gleichschenkeligen Dreiecken überspannt sind.

Die Thatsache, dass bei Fachwerkträgern mit unten ruhender Brückenbahn, mit parallelen Gurten, rechtwinkligem Stabsystem und gedrückten Diagonalen das obere Gurtungsstück der Endfelder sowie der Endständer selbst eine Spannung nicht annimmt, führte in den 70er Jahren zu einer Modification solcher rechteckigen Parallelträger mit gezogenen Diagonalen, indem man jedes Endfeld mit einer gedrückten, statt mit einer gezogenen, Diagonale versah und jene beiden spannungslosen Theile wegließ. Bei der mit solchen Trapezträgern, welche den Uebergang von dem Rectangular- zu dem Polygonal-Balkenträger bilden, im Jahre 1871 ausgeführten Brücke über die Lippe in der Venlo-Hamburger Bahn<sup>2)</sup> erscheint jene Druckdiagonale als directe Fortsetzung der aus Horizontalplatte und vier Winkel-eisen bestehenden oberen Gurtung, indem jene Winkel-eisen eine scharfe Biegung erhalten haben und durch ein gleichfalls gebogenes Stück jener Horizontalplatte an dieser Stelle verstärkt sind. Um die Zahl der Unterstützungspunkte der Brückenbahn — welche bei Anwendung von weitgespannten Parallelträgern mit einfachen gezogenen, unter halben rechten Winkeln geneigten Diagonalen zu weit auseinander liegen — zu vermehren, schaltete Pettit zwischen je zwei Knotenpunkte noch eine halbe Diagonale von entgegengesetzter Neigung ein, welche die Hauptdiagonale in deren Mitte trifft, während mit beiden Diagonalen bei oben liegender Fahrbahn ein Druckpfosten und bei unten liegender Fahrbahn eine Hängstange vermittelst eines Bolzens und einer doppelten Lasche verbunden wurde. Die erstere Anordnung hat u. a. bei einer Brücke über den Monongahela bei Pittsburgh mit 5 Oeffnungen von je 38,4 m und 2,88 m Entfernung der Verticalständer, sowie bei einer Brücke der Pennsylvania-bahn bei Mount-Union, s. Taf. I, Fig. 52, die letztere bei einer Brücke über den Delaware bei Trenton mit 5 Oeffnungen von je 55,5 m Spannweite und 8,1 m Entfernung der Verticalständer sowie bei einer Brücke über die 41. Strasse in Philadelphia, s. Taf. I, Fig. 51, Anwendung gefunden.<sup>3)</sup> Ober- und Untergurte sind — denjenigen der Linville-Piper'schen ähnlich — mit bezw.  $\Pi$ -förmigen und kettenförmigem Querschnitt construiert und nehmen mittelst starker Bolzen die Ständer und Zugbänder auf.

1) Vgl. Malezieux, travaux publics des états-unis d'Amérique en 1870. Paris 1873. p. 52 u. Taf. 13.

2) Vgl. Taf. 2 dieses Heftes.

3) Vgl. Ztsch. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874. p. 22 ff.

1) Vgl. Deutsche Bztg. Berlin 1883. S. 280.

2) Vgl. Ztschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1870. S. 65 u. Bl. XI.

Um das Neville-Warren'sche System des gleichschenkligen Dreiecks auch auf Brückenträger mit grösserer Spannweite und Höhe anwenden zu können, ohne zu grosse Abstände der Knoten zu erhalten, wurde bei der in den Jahren 1863 und 1864 erbauten Brücke über die Lahn bei Oberlahnstein mit 45,5 m Spannweite, s. Taf. I, Fig. S7, ein zweifaches, aus zwei einfachen Systemen combinirtes System angewandt, dessen obere und untere Knoten auf diese Weise eine Entfernung von nur je 3,4 m erhalten haben. In diesen letzteren Punkten wurde die aus Quer- und Schwellenträgern bestehende Fahrbahn an die untere Gurtung angehängt. Die gedrückten Stäbe, welche die L-förmigen Gurtungen verbinden, sind aus je zwei Flacheisen zusammengesetzt, welche mittels aufgenieteter Winkelisen und zwischen letztere eingeschalteten Gitterwerks aus Flachstäben von wachsender Breite zu einem I-förmigen Querschnitt verbunden sind, während die gezogenen Stäbe aus je vier Flacheisen bestehen, welche sich mittels besonderer Laschen an die Verticalbleche der beiden Gurtungen anschliessen. Die Verschiebung des beweglichen Endes ist durch einen Rollstuhl ermöglicht, über welchem sich ein Kipplager befindet. Brücken der österreichischen Südbahn erhalten bis zu 100 m Spannweite bei gleichfalls zweifachem System eine Entfernung ihrer Knoten von je 5 m und zur Vermeidung halbrichter Stäbe von gleicher Neigung an den Enden solche von entsprechender steilerer Stellung. Eine weitere Ausbildung erfuhr das System des gleichschenkligen Dreiecks mit einfacher und doppelter Stabreihe in England und in den Vereinigten Staaten durch Einschaltung von Zwischeneconstructionstheilen in die Hauptfelder zur Vermehrung der Unterstützungspunkte der Brückenbahn. So hatte die in den Jahren 1872—1879 bei Dundee über den Tay in England erbaute, im December 1879 bei einem heftigen Sturm zum Theil eingestürzte Brücke<sup>1)</sup> der North-British-Bahn ein zweifaches Stabsystem und in dessen Kreuzungspunkten bei dem mit unten liegender Fahrbahn construirten Theile der Brücke Hängeisen und bei dem mit oben liegender Fahrbahn construirten Theile derselben Stützen erhalten, wodurch die einzelnen Stützweiten der Brückenbahn von 4,6 m auf die Hälfte ermässigt waren. Bei Ueberbrückung der beiden grossen Stromöffnungen der oben erwähnten Brücke über den Ohio bei Louisville<sup>2)</sup>, s. Taf. I, Fig. 77, mit Trägern von 121,9 m grösster Spannweite und 14,02 m grösster Höhe der Tragwände hat Fink das Pettit'sche System mit je 17,25 m Entfernung der Fusspunkte angewandt, die einzelnen Stützweiten der Brückenbahn und unteren Gurtung aber durch Einschaltung je dreier Hängstangen auf den vierten Theil derselben ermässigt. Die mittlere derselben ist unmittelbar an dem über ihr befindlichen Dreieckscheitel aufgehängt, die beiden andern hängen an zwei einfachen Hängwerken, welche sich in der Mitte beide auf denselben Scheitel, andererseits auf die oberen Enden der auf die unteren Hauptknotenpunkte gestellten lothrechten Druckposten stützen. Jede Tragwand zerfällt in zwei, je 1,02 m von einander abstehende Träger, deren Obergurt aus hohlen gusseisernen, aussen eckigen, innen runden, durch Muff, Flanschen und Bolzen unter einander verbundenen Röhrenstücken und deren Untergurt aus 8 bis 16 aufrechten Flachschienen gebildet ist. Ihre Zugbänder bestehen aus Flacheisen und deren Streben aus Röhren, die bei zunehmender Stärke aus 4, 6 und 8 Segmenteisen ohne oder mit zwischengelegten Flacheisen zusammengenietet sind. Eine Vermehrung der Unterstützungspunkte der Brückenbahn bei Brücken mit grossen Spannweiten und Höhen der Tragwände wurde ferner durch eine entsprechende Vermehrung der Stabreihen erreicht, wodurch dieses mehrfache System des gleichschenkligen Dreiecks einen Gitterträger ohne Verti-

calversteifungen darstellt. So haben Brücken der österreichischen Südbahn<sup>3)</sup> bei Spannweiten von 50 m ein dreifaches System von Stäben mit Maschendiagonalen von 1,666 m und diese eine Verstärkung ihrer Anschlüsse an den Gurtungen durch Ausfüllung der dort von ihnen gebildeten Dreiecke mit Dreiecksblechen von gleicher Grösse erhalten.

Die bedeutende Veränderung der inneren Spannungen continuirlicher Träger, welche bei geringen, oft unvermeidlichen Senkungen ihrer Stützpunkte eintreten, gaben die Veranlassung, bei Ausführung der meisten neueren Brücken, selbst solchen mit zahlreichen Oeffnungen, nur abgesetzte Träger zu verwenden, auf welche die erwähnte Veränderung in der Höhenlage ihrer Stützpunkte fast ohne Einfluss bleibt. Um diesen Vortheil nicht aufzugeben und gleichwohl eine Continuität der Träger herzustellen, construirte Gerber auf Grund eines ihm unter dem 6. December 1866 ertheilten Patentes Balkenträger mit freiliegenden Stützpunkten<sup>2)</sup>, die sogenannten continuirlichen Gelenkträger, bei welchen ein auf zwei Pfeilern ruhender, über diese Pfeiler hinaus verlängerter Stützbalken, als Stützpunkt für einen folgenden, frei aufruhenden Balken dient, dessen anderes Ende entweder auf einem Pfeiler, oder, wie das erste, auf dem freiliegenden Stützpunkte eines folgenden Stützbalkens ruht. Da hierbei die Pfeilerreactionen nicht mehr von der Biegung der Träger, sondern nur von der Grösse und Vertheilung ihrer Belastung abhängen, so übt auch eine Senkung des Pfeilers keinen Einfluss auf die inneren Spannungen der Träger, sondern nur auf die Höhenlage der nächstliegenden Balkenträger aus. Die erste von Gerber nach diesem Princip ausgeführte Brücke über den Main bei Hassfurt erhielt polygonale Gurtungen, dagegen haben die Träger der im Jahre 1872—73 von ihm nach demselben System ausgeführten Strassenbrücke über die Donau bei Vilshofen mit 4 Endöffnungen von je 51,6 m und einer Mittelöffnung von 64,5 m Spannweite durchweg parallele Gurtungen mit zweifacher Stabreihe nach dem Systeme des gleichschenkligen Dreiecks erhalten, welche in den beiden Endöffnungen je einen und in der Mittelöffnung einen doppelten, freiliegenden Stützpunkt besitzen. Ausser den Anwendungen, welche dieses System auch in Preussen — insbesondere bei der Eisenbahnbrücke über die Luhe in der Linie Wittenberg-Buchholz mit 3 Oeffnungen von je 12,55 m lichter Weite, in deren mittlerem Felde sich die beiden, 8,474 m von einander entfernten Gelenke befinden, sowie bei der Eisenbahnbrücke über die Warthe bei Posen mit Stützweiten von 38,36 und 38 m, während die Abstände der in den Seitenöffnungen befindlichen Gelenke von den beiden Zwischenpfeilern 7 m betragen — gefunden hat, giebt der i. J. 1877 vollendete Viaduct der Cincinnati-Southern-Eisenbahn über den Kentucky<sup>3)</sup> mit drei Stützweiten von je 114,4 m und mit Abständen der in den Seitenöffnungen befindlichen Gelenke von den beiden eisernen Zwischenpfeilern von je 22,88 m ein Beispiel von der Verwendbarkeit der continuirlichen Gelenkträger auch auf grössere Stützweiten. Die Gelenke sind in die Obergurten der Parallelträger dieses grossartigen Bauwerks eingeschaltet, während die Untergurte an den lothrecht unter den Gelenken befindlichen Stellen nur in einander gesteckt sind. Die über der Mittelöffnung liegenden Consolenträger sind mit den beiden Pfeilern fest verbunden: eine Anordnung, welche infolge der Längenänderungen jener Träger bei Temperaturwechsel eine seitliche Ausbiegung der eisernen Pfeileransätze zur Folge hat, welche nach oben bedeutend verjüngt sind, um jene Ausbiegung möglichst zu erleichtern.

1) Vgl. Normalien d. österr. Südbahn, aufgestellt von Preschel. Hft. IV u. Taf. 5 dieses Heftes.

2) Vgl. Ztschr. d. bayer. Arch. u. Ing. Ver. München 1870. S. 25 ff.

3) Vgl. F. Steiner, Ueber Brückenbauten in den Vereinigten Staaten von Nord-Amerika, Wien 1878.

1) Vgl. Deutsche Bauzeitung. Berlin 1873. S. 51 und 1880, S. 15 ff.

2) Vgl. Fourth annual report of the President and Directors of the Louisville bridge company. Louisville. 1872.

## II. Statische Berechnung.

### 1. Die eisernen Parallelbrücken im Allgemeinen.

Die allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen erfordern statisches Gleichgewicht der Brücke in Bezug auf Drehung, in Bezug auf lothrechtliches und auf wagrechtes Fortschreiten.

Bezeichnet

${}^aM$  das Angriffsmoment  
 ${}^wM$  das Widerstandsmoment } eines Brückenträgers,

so erfordert die Stabilität der Brücke, dass das grösste Angriffsmoment dem kleinsten Widerstandsmomente höchstens gleich, dass also

$${}^aM_{\max} \leq {}^wM_{\min} \quad (1)$$

dass ferner die grösste Verticalkraft dem kleinsten Verticalwiderstande höchstens gleich, dass also

$${}^aV_{\max} \leq {}^wV_{\min} \quad (2)$$

und endlich, dass die grösste Horizontalkraft dem kleinsten Horizontalwiderstande höchstens gleich, dass also

$${}^aH_{\max} \leq {}^wH_{\min} \quad (3)$$

sei. Hierin bestehen  ${}^aM_{\max}$ ,  ${}^aV_{\max}$  und  ${}^aH_{\max}$  aus den Beiträgen, welche die grösste Verkehrslast ( $v$ ) und das constante Eigengewicht ( $e$ ) der Brücke liefern. Daher ist das grösste Angriffsmoment

$${}^aM_{\max} = {}^aM_{v,\max} + {}^aM_e \quad (4)$$

die grösste Verticalkraft

$${}^aV_{\max} = {}^aV_{v,\max} + {}^aV_e \quad (5)$$

und die grösste Horizontalkraft

$${}^aH_{\max} = {}^aH_{v,\max} + {}^aH_e \quad (6)$$

Die Verkehrslast besteht bei Eisenbahn- und Strassenbrücken jederzeit aus ungleichen, ungleich vertheilten Einzellasten, deren ungünstigste — in dem zu berechnenden Trägertheile die relativ grösste Spannung erzeugende — Laststellung zu ermitteln ist. Sie kann deshalb nur näherungsweise als eine gleichförmige, entweder stetig oder auf Knotenpunkte vertheilte, das Eigengewicht der Brücke dagegen meist hinreichend genau als eine gleichförmig vertheilte Belastung in die Rechnung eingeführt werden.

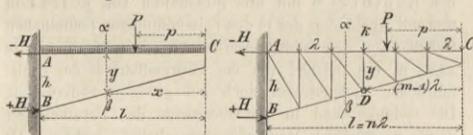
#### A. Die grössten Angriffsmomente, Vertical- und Horizontalkräfte.

##### a) Träger auf einer Stütze (Consolsträger).

Die Consolträger, welche meist zur Unterstützung von Fussbahnen (Banketten) dienen und gewöhnlich mit einem Ende von aussen an die Hauptträger befestigt werden, haben theils Einzellasten, theils gleichförmig und stetig oder auf Knotenpunkte vertheilte Lasten aufzunehmen.

Fig. 1.

Fig. 2.



Bezeichnet  $P$  eine Einzellast mit dem Abstände  $p$  ihres Schwerpunktes vom Trägerende, s. Textfig. 1 u. 2, so ist für einen vollwandigen Träger in der Entfernung  $x$  von demselben das Angriffsmoment

$${}^aM = P(x-p) \quad (7)$$

welches sich graphisch als gerade Linie darstellt und für  $x=1$  und  $p=0$ , d. h. an der Befestigungsstelle und wenn die Last am freien Trägerende wirkt, seinen grössten Werth annimmt. Bei gegliederten Trägern mit dem Abstände  $a$  des zweckmässigsten Drehpunktes  $D$  vom Trägerende ist  $x=a$  zu setzen.

Stellt  $e$  ein auf die Längeneinheit gleichförmig und stetig vertheiltes Gewicht dar, s. Textfig. 1, so wird in Gleichung (7)  $P = ex$  und  $p = \frac{x}{2}$ , also das Angriffsmoment

$${}^aM = e \frac{x^2}{2} \quad (8)$$

welches sich graphisch durch eine parabolische Linie darstellen lässt und für  $x=1$  seinen grössten Werth annimmt. Für das gleichförmig auf Knoten vertheilte Gewicht  $k$  eines Trägers mit  $n$  Feldern von der gleichen Weite  $\lambda$ , s. Textfig. 2, wird für einen durch das beliebige  $m$ te Feld geführten Schnitt  $\alpha\beta$  in Gleichung (7)  $P = mk$  und  $x-p = \frac{(m-1)\lambda}{2}$ , also das Angriffsmoment

$${}^aM = k \cdot \frac{m(m-1)}{2} \cdot \lambda \quad (9)$$

welches sich graphisch als ein parabolisches Polygon darstellen lässt und für  $m=n$  seinen grössten Werth annimmt. Aus dem Vorhergehenden ergibt sich die gesammte Angriffsmomente für vollwandige Consolsträger

$${}^aM = P(x-p) + e \frac{x^2}{2} \quad (10)$$

und für gegliederte Consolsträger, wenn  $a = (m-1)\lambda$  wird,

$${}^aM = P[\lambda(m-1) - p] + k \frac{m(m-1)}{2} \lambda \quad (11)$$

Die gesammte, in dem Schnitte wirkende Verticalscheerkraft ist je nach der Belastungsweise in Textfig. 1 oder 2 entweder

$${}^aV = P + ex \quad (12)$$

welche sich durch eine gerade Linie darstellen lässt, oder

$${}^aV = P + km \quad (13)$$

deren Maximum für bezw.  $x=1$  und  $m=n$  eintritt, in welchen Fällen sie dem Stützendruck  $e$  numerisch gleich wird.

Die an den Befestigungsstellen wirkende angreifende Horizontalkraft ergibt sich mit Bezug auf Textfig. 1 und 2 für eine gleichförmig und stetig vertheilte Last

$${}^aH = \frac{1}{h} \left[ P(l-p) + \frac{e l^2}{2} \right] \quad (14)$$

und für  $n-1$  Knotenlasten  $k$

$${}^aH = \frac{1}{h} \left[ P(l-p) + \frac{kn(n-1)\lambda}{2} \right] \quad (15)$$

nimmt mithin in beiden Fällen für  $p=0$  ihren grössten Werth an. Ist eine Einzellast überhaupt nicht vorhanden, so ist in Gleichung (12) bis (15)  $P=0$  zu setzen.

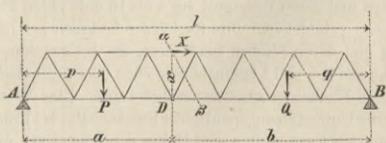
##### b) Träger auf zwei Stützen (Balkenträger).

###### Erstens. Analytische Behandlung.

##### a) Ungleiche und ungleich vertheilte Lasten.

Bezeichnen  $P$  und  $Q$  die bezw. links und rechts von einem beliebigen, durch den Träger mit der Stützweite  $l$  geführten Verticalschnitte  $\alpha\beta$  befindlichen Einzellasten,  $p$  und  $q$  deren Abstände bezw. von dem linken und rechten Stützpunkte  $A$  und  $B$ ,  $a$  und  $b$  die Abstände des zweckmässigsten Drehpunktes  $D$  bezw. von denselben Stützpunkten, s. Textfig. 3, so ist für jeden zwischen beiden

Fig. 3.



Stützpunkten gelegenen Drehpunkt allgemein das Angriffsmoment

$${}^aM = P \frac{p}{l} \cdot b + Q \frac{q}{l} \cdot a \quad (16)$$

Da hierin  $P \frac{p}{l}$  und  $Q \frac{q}{l}$  die Beiträge sind, welche die links und rechts von dem Schnitte befindlichen Lasten  $P$  und  $Q$  bezw. zu dem rechten und linken Stützendrucke liefern, so ist das reducirte Angriffsmoment un-

gleicher und ungleich vertheilter Lasten gleich der Summe der Producte dieser partiellen Auflagerdrücke in deren Abstände vom Drehpunkte, wächst also, wenn der Träger zu beiden Seiten des Schnittes belastet wird.

Verschiebt man, um die dem Maximum des Angriffsmomentes entsprechende ungünstigste Laststellung zu finden, die Lasten P und Q, welche ihren gegenseitigen Abstand nicht ändern, um dx nach rechts, so wächst p um dp = dx, während q um dq = -dx abnimmt. Durch Differentiation der Gleichung (16) erhält man mithin

$$\frac{d^2M}{dx} = P \frac{b}{l} - Q \frac{a}{l} \dots \dots (17)$$

Je nachdem dieser Ausdruck, nach Einführung der Zahlenwerthe, positiv oder negativ, also

$$Pb - Qa \geq 0 \dots \dots (18)$$

wird, müssen die Lasten bezw. nach rechts oder nach links verschoben werden, um das Angriffsmoment bezw. zu vermehren oder zu vermindern. Das Maximum des Angriffsmomentes wird erhalten, wenn

$$\frac{P}{Q} = \frac{a}{b} \dots \dots (19)$$

d. h. wenn die Lasten auf den zu beiden Seiten des Schnittes befindlichen Trägertheilen diesen letzteren proportional, also wenn die auf die Längeneinheit vertheilten Lasten beider Strecken einander gleich sind.

Werden die lothrecht aufwärts und die lothrecht abwärts wirkenden Kräfte bezw. positiv und negativ angenommen, so erhält man für denselben Schnitt die reducirte Verticalscheerkraft<sup>1)</sup>

$$^aV = -P \frac{p}{l} + Q \frac{q}{l} \dots \dots (20)$$

Die Verticalscheerkraft ist daher der algebraischen Summe der partiellen Stützendrücke der links vom Schnitt befindlichen Lasten im rechten und der rechts vom Schnitt befindlichen Lasten im linken Stützpunkte gleich, nimmt also ihren grössten negativen und grössten positiven Werth an, wenn der Träger bezw. nur links oder nur rechts von dem Schnitt voll belastet wird.

Nimmt gleichzeitig Pp seinen geringsten Werth Pp<sub>min</sub> und Qq seinen grössten Werth Qq<sub>max</sub> an, so ergibt sich die grösste positive Verticalscheerkraft

$$^aV_{\max} = -\frac{Pp_{\min}}{l} + \frac{Qq_{\max}}{l} \dots (21)$$

nimmt dagegen gleichzeitig Pp seinen grössten Werth Pp<sub>max</sub> und Qq seinen kleinsten Werth Qq<sub>min</sub> an, so erhält man die grösste negative Verticalscheerkraft

$$^aV_{\min} = -\frac{Pp_{\max}}{l} + \frac{Qq_{\min}}{l} \dots (22)$$

Das Vorzeichen dieser Differenzwerthe entscheidet über die Richtung der Verticalscheerkräfte und entspricht, je nachdem es positiv oder negativ ist, bezw. einer lothrecht aufwärts oder einer lothrecht abwärts wirkenden Verticalscheerkraft.

Wird in Gleichung (20) <sup>a</sup>V = 0 gesetzt, so ergibt sich Pp = Qq. Die Verticalscheerkraft erreicht also ihren geringsten Werth, wenn die Momente Pp und Qq bezw. links und rechts von dem Schnitt einander gleich sind. Sie nimmt dagegen über dem linken und rechten Stützpunkte, für welchen bezw. Pp = 0 und Qq = 0 wird, nach Gleichung (21) und (22) den relativ grössten positiven und negativen Werth <sup>a</sup>V<sub>max</sub> = Q<sup>q</sup>/<sub>l</sub> und <sup>a</sup>V<sub>min</sub> = -P<sup>p</sup>/<sub>l</sub> an, welcher numerisch dem Auflagerdrucke bezw. des linken und rechten Stützpunktes entspricht. Man erhält mithin, wenn der grösste Auflagerdruck links und rechts bezw. mit A und B bezeichnet wird,

$$A = ^aV_{\max} = Q \frac{q}{l} \text{ und } B = -^aV_{\min} = P \frac{p}{l} \dots (23)$$

1) Wird nämlich mit A der linke Auflagerdruck bezeichnet, so ergibt sich <sup>a</sup>V = A - P und, mit Bezug auf den rechten Stützpunkt als Drehpunkt, A1 - P(1-p) - Qq = 0, daher, wenn hieraus A ermittelt und eingeführt wird, die obige Gleichung.

Will man mit Hilfe dieses Auflagerdruckes die Verticalscheerkraft für einen beliebigen Schnitt αβ bestimmen, welches bei zahlreichen Einzellasten deren Berechnung wesentlich vereinfacht, so ist dem zweiten Gliede Q<sup>q</sup>/<sub>l</sub> in

Gleichung (20) das Glied  $\frac{P(1-p)}{l}$  hinzuzufügen, um den Auflagerdruck  $A = \frac{Qq + P(1-p)}{l}$  zu erhalten. Wird

dasselbe Glied von dem ersten Gliede  $-P \frac{p}{l}$  in Gleichung (20) abgezogen, so erhält man  $-\frac{Pp + P(1-p)}{l} =$

- P, mithin, wenn diese Werthe in Gleichung (20) eingeführt werden,

$$^aV = A - P \dots \dots (24)$$

und mit Benutzung des Auflagerdruckes links die analoge Gleichung

$$^aV = B - Q \dots \dots (25)$$

Befindet sich in dem Felde mit der Weite EF = λ eines Trägers, in welchem die Lage des Schnittes αβ gleichgültig ist, eine Last T, während sich links und rechts von demselben Felde bezw. die Lasten P und Q befinden, s. Textfig. 4, wobei es zweifelhaft erscheint, ob T zu den

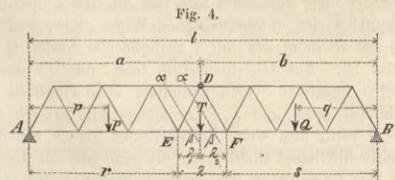


Fig. 4.

Lasten P oder Q zu rechnen sei, so zerlegt man die Last T in die Theillasten

$$T \frac{\lambda_1}{\lambda} = R \text{ und } T \frac{\lambda_2}{\lambda} = S, \dots \dots (26)$$

welche bezw. in den Punkten E und F mit den Abständen r und s von dem linken und rechten Stützpunkte wirken. Da nunmehr R zu den Lasten P und S zu den Lasten Q zu rechnen ist, so ergibt sich aus Gleichung (16) das Angriffsmoment

$$^aM = \frac{Pp + Rr}{l} \cdot b + \frac{Qq + Ss}{l} \cdot a \dots (27)$$

Das reducirte Angriffsmoment ist daher auch hier gleich den Summen der Producte aller partiellen Stützendrücke in deren Abstände von dem Drehpunkte.

Verschiebt man wieder, um die dem Maximum des Angriffsmomentes entsprechende ungünstigste Laststellung zu finden, die Lasten P, Q und T, welche ihren gegenseitigen Abstand nicht ändern, um dx nach rechts, so wachsen p und λ, um dx, während q und λ<sub>2</sub> um dx abnehmen. Führt man daher die Werthe R und S aus Gleichung (26) ein, so erhält man durch Differentiation die Gleichung

$$\frac{d^2M}{dx} = \frac{1}{l} \left[ (P - T \frac{r}{\lambda}) b - (Q - T \frac{s}{\lambda}) a \right] \dots (28)$$

Je nachdem dieser Ausdruck, nach Einführung der Zahlenwerthe, positiv oder negativ, also

$$Pb - Qa + \frac{T}{\lambda} (s \cdot a - r \cdot b) \geq 0 \dots (29)$$

wird, müssen die Lasten bezw. nach rechts oder nach links verschoben werden, um die Gurtspannung bezw. zu vermehren oder zu vermindern. Dieser Ausdruck ändert sich aber nicht, so lange P, Q und T sich nicht ändern. Das relativ grösste Angriffsmoment entsteht daher, während P, Q und T dieselben bleiben, für diejenige Stellung derselben, bei welcher jener positive in einen negativen Werth übergeht, insbesondere also die Last T über einem der Endpunkte E oder F des durchgeschnittenen Feldes steht. Das Maximum des Angriffsmomentes für gleichförmig und stetig vertheilte Lasten wird erhalten, wenn

$$\frac{P - T \frac{r}{\lambda}}{Q - T \frac{s}{\lambda}} = \frac{a}{b}, \dots \dots (30)$$

d. h. wenn die Lasten  $P - T \frac{r}{\lambda}$  und  $Q - T \frac{s}{\lambda}$  der zu beiden Seiten des Drehpunktes befindlichen Strecken diesen letzteren proportional oder wenn jene auf die Längeneinheit vertheilten Lasten beider Strecken einander gleich sind.

Werden die früheren Beziehungen beibehalten, so ergibt sich in diesem Falle aus Gleichung (20) die Verticalsecherkraft

$$^aV = - \frac{Pp + Rr}{1} + \frac{Qq + Ss}{1}$$

$$= - \frac{1}{1} (Pp + T \frac{\lambda_2}{\lambda} r) + \frac{1}{1} (Qq + T \frac{\lambda_1}{\lambda} s) \quad (31)$$

mithin deren positives Maximum

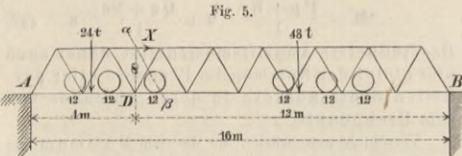
$$^aV_{max} = \frac{1}{\lambda} \left[ - (Pp_{min} + T \frac{\lambda_2}{\lambda} r_{min}) + (Qq_{max} + T \frac{\lambda_1}{\lambda} s_{max}) \right]$$

und deren negatives Maximum

$$^aV_{min} = \frac{1}{\lambda} \left[ - (Pp_{max} + T \frac{\lambda_2}{\lambda} r_{max}) + (Qq_{min} + T \frac{\lambda_1}{\lambda} s_{min}) \right]$$

Aus Gleichung (32) folgt, dass  $^aV$  seinen grössten positiven Werth annimmt, wenn einerseits  $P = 0$  und  $\lambda_2 = 0$ , andererseits  $Qq$  möglichst gross und  $\lambda_1 = \lambda$  wird, also wenn Verkehrslasten links von dem Schnitte überhaupt nicht vorhanden sind und die Last  $T$  über dem Endpunkt  $F$  des durchschnittenen Feldes steht, wodurch auch die Stellung der mit  $T$  verbundenen Lasten  $Q$  bestimmt ist. Aus Gleichung (33) folgt, dass  $^aV$  seinen grössten negativen Werth annimmt, wenn einerseits  $Pp$  möglichst gross und  $\lambda_2 = \lambda$ , andererseits  $Q = 0$  und  $\lambda_1 = 0$  wird, also wenn Verkehrslasten rechts von dem Schnitte überhaupt nicht vorhanden sind und die Last  $T$  über dem Endpunkt  $E$  des durchschnittenen Feldes steht, wodurch auch die Stellung der mit  $T$  verbundenen Verkehrslasten  $P$  bestimmt ist.

*Beispiel.* Legt man den in Textfig. 5–8 dargestellten Parallelbalkenträger von 16 m Spannweite mit 8 Feldern von je 2 m Weite und als Verkehrsbelastung die in Textfig. 39 dargestellten Locomotiven zu Grunde, so erhält man mit Bezug auf die Bezeichnungen der Figuren 5–8 folgende, auf die Ansprachnahmen der einzelnen Trägertheile im dritten durchschnittenen Felde ungünstigste Stellungen der Verkehrslast.

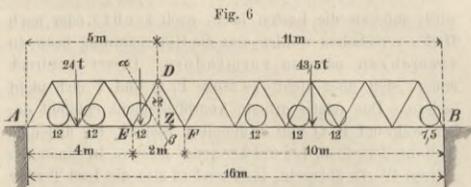


1. Obergurt. Der zweckmässigste Drehpunkt für das zweite obere Gurtstück befindet sich in  $D$ , Textfig. 5, mithin wird dessen Druckspannung  $X$  am grössten, wenn die durch Gleichung (18) dargestellte Bedingung  $Pb - Qa \geq 0$  erfüllt wird. Nach der in Textfig. 5 angenommenen Bruststellung zweier Locomotiven ist die links und rechts vom Drehpunkte  $S$  befindliche Last bezw.  $P = 2 \cdot 12 = 24$  t und  $Q = 4 \cdot 12 = 48$  t, während der Abstand des Drehpunktes  $D$  von der linken und rechten Stütze bezw.  $a = 4$  m und  $b = 12$  m beträgt. Hiernach wird

$$Pb - Qa = 24 \cdot 12 - 48 \cdot 4 = 288 - 192, \text{ also positiv.}$$

Wird der Zug soweit nach rechts verschoben, dass ein Locomotivrad den Drehpunkt  $D$  überschreitet, so wird  $P = 12$  t und  $Q = 5 \cdot 12 = 60$  t, mithin

$$Pb - Qa = 12 \cdot 12 - 60 \cdot 4 = 144 - 240, \text{ also negativ.}$$



Die grösste Druckspannung im zweiten Obergurtstücke wird daher entstehen, wenn das erwähnte Locomotivrad genau dem Drehpunkte  $D$  gegenüber steht und erhalten, wenn das Angriffsmoment für diese Laststellung aufgesucht und zur Berechnung von  $X_{min}$  verwendet wird.

2. Untergurt. Der zweckmässigste Drehpunkt für das dritte Untergurtstück liegt in  $D$ , Textfig. 6, während sich in dem

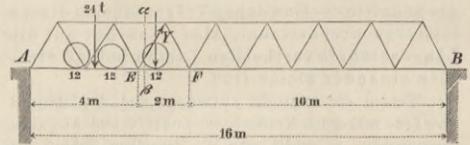
durchschnittenen Feld eine Last  $T$  befindet, welche zu zerlegen ist. Zur Ermittlung der grössten Zugspannung  $Z$  jenes Gurtstückes ist also die durch Gleichung (29) dargestellte Bedingung

$$Pb - Qa + \frac{T}{\lambda} (s \cdot a - r \cdot b) \geq 0$$

zu benutzen. Bei der in Textfig. 6 angenommenen Bruststellung zweier Locomotiven ist die links und rechts von dem durchschnittenen Felde befindliche Last bezw.  $P = 2 \cdot 12 = 24$  t und  $Q = 3 \cdot 12 + 7,5 = 43,5$  t, die innerhalb dieses 2 m weiten Feldes befindliche Last  $T = 12$  t, während der Abstand des Drehpunktes  $D$  von der linken und rechten Stütze bezw.  $a = 5$  m und  $b = 11$  m, ferner der Abstand  $r$  und  $s$  bezw. 4 und 10 m beträgt. Hiernach wird  $Pb - Qa + \frac{T}{\lambda} (s \cdot a - r \cdot b) = 24 \cdot 11 - 43,5 \cdot 5 + \frac{12}{2} (10 \cdot 5 - 4 \cdot 11) = 300 - 217,5$ , also positiv. Wird der Zug soweit nach rechts verschoben, dass das bisher im durchschnittenen Felde befindliche Rad dasselbe verlässt, während das nachfolgende in dasselbe eintritt, so wird  $P = 12$  t,  $Q = 4 \cdot 12 = 48$  t, und  $T = 12$  t, mithin  $Pb - Qa + \frac{T}{\lambda} (s \cdot a - r \cdot b) = 12 \cdot 11 - 48 \cdot 5 + \frac{12}{2} (10 \cdot 5 - 4 \cdot 11) = 168 - 240$ , also negativ.

Die grösste Zugspannung im dritten Untergurtstücke wird daher entstehen, wenn das aus dem durchschnittenen Felde getretene Locomotivrad gerade dem Knotenpunkt  $F$  gegenüber steht und erhalten, wenn das Angriffsmoment für diese Laststellung aufgesucht und zur Berechnung von  $Z_{max}$  verwendet wird.

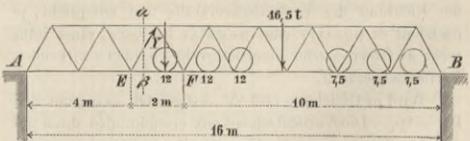
Fig. 7



3. Rechtssteigende Stäbe. Diese Stäbe erfahren ihre grösste Zugspannung  $Y_{max}$ , wenn die Verticalsecherkraft  $^aV$  in dem durchschnittenen Felde ihr negatives Maximum annimmt, wenn also in Gleichung (33) einerseits  $Pp$  möglichst gross und  $\lambda_2 = \lambda$ , andererseits  $Q = 0$  und  $\lambda_1 = 0$  wird. Steht die Locomotive mit der Brust nach rechts, s. Textfig. 7, wobei  $Q = 0$  ist und  $Pp$  möglichst gross wird, so erfährt z. B. der dritte rechtssteigende Stab die grösste Zugspannung, wenn  $\lambda_2 = \lambda$  und  $\lambda_1 = 0$ , also wenn die in dem durchschnittenen Felde befindliche Last von 12 t dem Knotenpunkt  $E$  gegenüber steht, wodurch gleichzeitig die Stellung der übrigen Lasten bestimmt ist. Wird mit Bezug auf diese ungünstigste Laststellung die Verticalsecherkraft ermittelt, so lässt sich hieraus die Stabspannung  $Y_{max}$  berechnen.

Dieselben Stäbe erfahren ihre grösste Druckspannung  $Y_{min}$ , wenn die Verticalsecherkraft  $^aV$  in dem durchschnittenen Felde ihr positives Maximum annimmt, wenn also in Gleichung (32) einerseits  $P = 0$  und  $\lambda_2 = 0$ , andererseits  $Qq$  möglichst gross und  $\lambda_1 = \lambda$  wird. Steht die Locomotive mit der Brust nach links, s. Textfig. 8, wobei  $P = 0$  ist und  $Qq$  möglichst gross wird, so erfährt z. B. der dritte rechtssteigende Stab die grösste Druckspannung, wenn  $\lambda_1 = \lambda$  und  $\lambda_2 = 0$  wird, also wenn die in dem durchschnittenen Felde befindliche Last von 12 t dem Knotenpunkt  $F$  gegenüber steht, wodurch gleichzeitig die Stellung der übrigen Lasten bestimmt ist. Für diese ungünstigste Laststellung ist die Verticalsecherkraft zu ermitteln und zur Berechnung der Stabspannung  $Y_{min}$  zu benutzen.

Fig. 8



Stellen  $PQR$  und  $S$  — statt einzelner Lasten — die Resultanten der Lastencomplexe  $\Sigma P, \Sigma Q, \Sigma R$  und  $\Sigma S$ ,  $p$  und  $r, q$  und  $s$  die Abstände ihrer Schwerlinien bezw. von dem rechten und linken Stützpunkte dar und bezeichnet z. B.  $P$  die Resultante der  $n$  Einzellasten  $P_1, P_2, \dots, P_n$  mit den Abständen  $p_1, p_2, \dots, p_n$  vom linken Stützpunkte, so ist

$$P_1 p_1 + P_2 p_2 + \dots + P_n p_n = \Sigma P p \quad (34)$$

und der Abstand der Resultante

$$p = \frac{\Sigma P p}{\Sigma P} \quad (35)$$

Haben die Bezeichnungen  $\Sigma Qq, \Sigma Rr$  und  $\Sigma Ss$  die analoge Bedeutung für  $Q, R$  und  $S$ , so erhält man, wenn sie in Gleichung (16) und (27) eingeführt werden, für innerhalb der Stützen wirkende Lastencomplexe bezw. das Angriffsmoment

$$^a M = \frac{\Sigma P p}{1} b + \frac{\Sigma Q q}{1} a, \dots (36)$$

dessen Maximum sich aus Gleichung (19) für die ungünstigste Stellung der Lastencomplexe

$$\frac{\Sigma P p}{\Sigma Q q} = \frac{a}{b} \dots (37)$$

ergibt, und das Angriffsmoment

$$^a M = \frac{\Sigma P p + \Sigma R r}{1} b + \frac{\Sigma Q q + \Sigma S s}{1} a, \dots (38)$$

dessen Maximum sich aus der Gleichung (30) für die ungünstigste Laststellung

$$\frac{\Sigma P - \Sigma T \frac{r}{\lambda}}{\Sigma Q - \Sigma T \frac{s}{\lambda}} = \frac{a}{b} \dots (39)$$

ermitteln lässt.

Die von diesen Lastencomplexen erzeugten Verticalscheerkräfte ergeben sich durch Einführung der Werthe  $\Sigma P p$ ,  $\Sigma Q q$ ,  $\Sigma Q r$  und  $\Sigma Q s$  in Gleichung (20)

$$^a V = -\frac{\Sigma P p + \Sigma R r}{1} + \frac{\Sigma Q q + \Sigma S s}{1}, \dots (40)$$

woraus deren positives Maximum

$$^a V_{\max} = \frac{1}{1} \left[ -(\Sigma P p_{\min} + \Sigma R r_{\min}) + (\Sigma Q q_{\max} + \Sigma S s_{\max}) \right] \dots (41)$$

und deren negatives Maximum

$$^a V_{\min} = \frac{1}{1} \left[ -(\Sigma P p_{\max} + \Sigma R r_{\max}) + (\Sigma Q q_{\min} + \Sigma S s_{\min}) \right] \dots (42)$$

abzuleiten ist. In Gleichung (40) bis (42) sind wieder die Werthe  $\Sigma R r = \Sigma T \frac{r}{\lambda} r$  und  $\Sigma S s = \Sigma T \frac{s}{\lambda} s$  zu setzen und hieraus in der früher erörterten Weise die den Werthen  $^a V_{\max}$  und  $^a V_{\min}$  entsprechenden Laststellungen zu ermitteln.

**β) Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Lasten.**

Erhält der Träger n gleiche Felder mit der Weite λ, also n-1 freischwebende Knotenpunkte und hat in jedem derselben die Knotenlast k zu tragen, so ist, wenn der

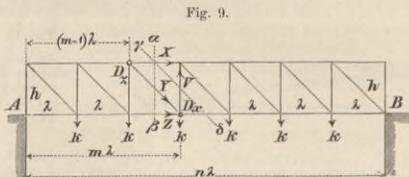


Fig. 9.

Schnitt αβ durch das beliebige mte Feld geführt wird, s. Textfig. 9, in Gleichung (16)

$P = (m-1)k$ ,  $Q = (n-m)k$ ,  $p = \frac{m\lambda}{2}$ ,  $q = \frac{(n-m+1)\lambda}{2}$  und  $l = n\lambda$  zu setzen, daher ergibt sich mit Bezug auf den zweckmässigsten Drehpunkt das Angriffsmoment

$$^a M_m = \frac{k}{2n} [m(m-1)b + (n-m)(n-m+1)a], \dots (43)$$

mithin, wenn die grösste, aus Eigen- und Verkehrsgewicht bestehende Knotenlast  $k = e + v$  angenommen wird, das grösste Angriffsmoment

$$^a M_{\max} = \frac{e+v}{2n} [m(m-1)b + (n-m)(n-m+1)a]. \dots (44)$$

Fällt der Drehpunkt, wie  $D_x$ , mit dem mten Knotenpunkte zusammen, so ist hierin noch  $a = m\lambda$  und  $b = (n-m)\lambda$  zu setzen und man erhält

$$^a M_{m \max} = \frac{(e+v)\lambda}{2} m(n-m). \dots (45)$$

Fällt der Drehpunkt, wie  $D_x$ , mit dem (m-1)ten Knotenpunkte zusammen, so ist in Gleichung (44)  $a = (m-1)\lambda$  und  $b = (n-m+1)\lambda$  zu setzen und man erhält

$$^a M_{m \max} = \frac{(e+v)\lambda}{2} (m-1)(n-m+1). \dots (46)$$

Rückt der Drehpunkt in die Mitte des Trägers, in welchem Falle  $m = \frac{n}{2}$ , so erreicht das Angriffsmoment sein absolutes Maximum

$$^a M_{\frac{n}{2} \max} = \frac{n^2}{8} (e+v)\lambda. \dots (47)$$

Wird  $P = mk$ ,  $Q = (n-1-m)k$ ,  $p = \frac{(m+1)\lambda}{2}$ ,  $q = \frac{(n-m)\lambda}{2}$  und  $l = n\lambda$  gesetzt und in Gleichung (20) eingeführt, so erhält man die Verticalscheerkraft in dem beliebigen mten Felde

$$^a V_m = \frac{k}{2n} [-m(m+1) + (n-m-1)(n-m)], \dots (48)$$

also, wenn e und v bezw. die in einem Knotenpunkte wirkende Eigengewichts- und Verkehrsbelastung bezeichnet, die grösste positive Verticalscheerkraft

$$^a V_{m \max} = \frac{1}{2n} [-m(m+1)e + (n-m-1)(n-m)(e+v)] \dots (49)$$

und die grösste negative Verticalscheerkraft

$$^a V_{m \min} = \frac{1}{2n} [-m(m+1)(e+v) + (n-m-1)(n-m)e] \dots (50)$$

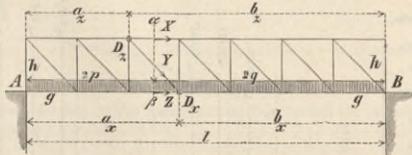
mithin für das Eigengewicht allein die Verticalscheerkraft

$$V_m = \frac{e}{2} (n-1-2m). \dots (51)$$

**γ Gleichförmig und stetig vertheilte Lasten.**

Bezeichnet g eine auf die Längeneinheit gleichförmig vertheilte Belastung, so wird  $P = 2pq$  und  $Q = 2qg$  und es ergibt sich, wenn diese Werthe in Gleichung (16)

Fig. 10



eingeführt werden, mit Bezug auf den zweckmässigsten Drehpunkt D, s. Textfig. 10, das Angriffsmoment

$$^a M_{\max} = \frac{2g}{1} (p^2 \cdot b + q^2 \cdot a), \dots (52)$$

mithin, wenn die grösste, aus Eigen- und Verkehrsgewicht bestehende, gleichförmig und stetig vertheilte Last  $g = e + v$  angenommen wird, das grösste Angriffsmoment

$$^a M_{\max} = \frac{2(e+v)}{1} (p^2 \cdot b + q^2 \cdot a). \dots (53)$$

Fällt der Drehpunkt in den Schnitt, so wird hierfür  $p = \frac{a}{2}$  und  $q = \frac{b}{2}$ , mithin erhält man, wenn diese Werthe in Gleichung (30) eingeführt werden,

$$^a M_{\max} = \frac{e+v}{2} a \cdot b = \frac{e+v}{2} a(1-a), \dots (54)$$

welches mithin dem halben Producte aus der grössten Belastung der Längeneinheit in das Product aus den Abständen der beiden Stützpunkte von dem Drehpunkte gleich ist. Rückt der Drehpunkt in die Mitte des Trägers, in welchem Falle  $a = b = \frac{1}{2}$ , so erreicht das Angriffsmoment sein absolutes Maximum

$$^a M_{\max} = (e+v) \frac{1^2}{8}. \dots (55)$$

Werden die Werthe von P und Q in Gleichung (20) eingeführt, so erhält man die Verticalscheerkraft

$$^a V = \frac{2g}{1} (-p^2 + q^2) = \frac{2g}{1} \left[ -p^2 + \left(\frac{1}{2} - p\right)^2 \right] \dots (56)$$

Hieraus erhält man, wenn e und v bezw. das Eigengewicht und das Verkehrsgewicht für die Längeneinheit bezeichnet, die grösste positive Verticalscheerkraft

$$^a V_{\max} = \frac{2}{1} (-(e+v)p^2 + (e+v)q^2) = \frac{2}{1} [e(q^2 - p^2) + vq^2] \dots (57)$$

und die grösste negative Verticalscheerkraft

$$^a V_{\min} = \frac{2}{1} (-(e+v)p^2 + eq^2) = \frac{2}{1} [e(q^2 - p^2) - vp^2] \dots (58)$$

und für das Eigengewicht allein die Verticalscheerkraft

$$^a V = e \left( \frac{1}{2} - x \right), \dots (59)$$

worin  $x = 2p$  den Abstand des Schnittes vom linken Stützpunkte bezeichnet.

Wirken Eigengewicht und Verkehrslast zusammen, so erhält man den Ort, wo die Gesamtverticalscheerkräfte  $\sum V_{max}$  und  $\sum V_{min}$  Null werden, wenn man die Werthe (57) und (58) = 0 setzt,  $\frac{1}{2} - p$  statt  $q$  und  $x$  statt  $2p$  einführt, bezw. aus

$$x = l \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\frac{e+v}{e} + 1}} \right) \dots (60)$$

und

$$x = \frac{l}{\sqrt{\frac{e+v}{e} + 1}} \dots (61)$$

Locomotiven, wovon die beiden vorderen Brust gegen Brust stehen, gebildeter Zug, so ergibt sich für einen in der Brückenmitte befindlichen Schnitt und Drehpunkt das grösste Angriffsmoment, wenn der Zug die aus Textfig. 11 ersichtliche Stellung einnimmt, wonach die Lastensumme links und rechts bezw.  $P = 88,76 \text{ t}$  und  $Q = 79,24 \text{ t}$ , also im Ganzen  $P + Q = 168 \text{ t}$  beträgt. Das Trägergewicht soll als gleichförmig stetig vertheilt und zwar  $e_s = 0,043 \cdot l = 0,043 \cdot 30 = 1,3 \text{ t}$  für den  $m$  Geleise, das Brückenbahngewicht dagegen als gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilt und zwar zu  $0,4 \text{ t}$  für den  $m$  Geleise, also zu  $e_b = 0,4 \cdot \frac{30}{10} = 1,2 \text{ t}$  für jeden Knotenpunkt angenommen werden.

a) Verkehrslast. Mit Bezug auf die in der Textfig. 11 angegebenen Belastungen und Abmessungen ergibt sich für den

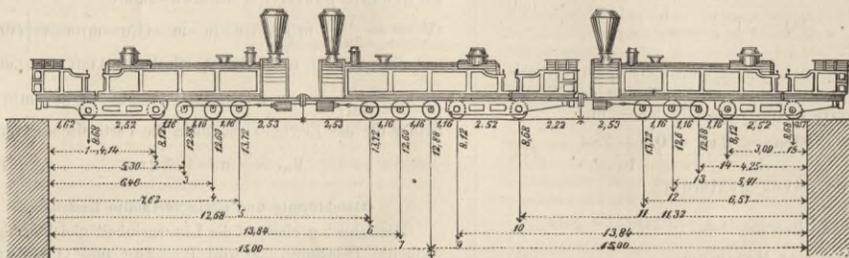


Fig. 11.

Zug aus drei Semmering-  
Locomotiven,  
deren vorderste nach  
rechts steht,  
zur  
Ermittelung  
der grössten  
Angriffsmomente.

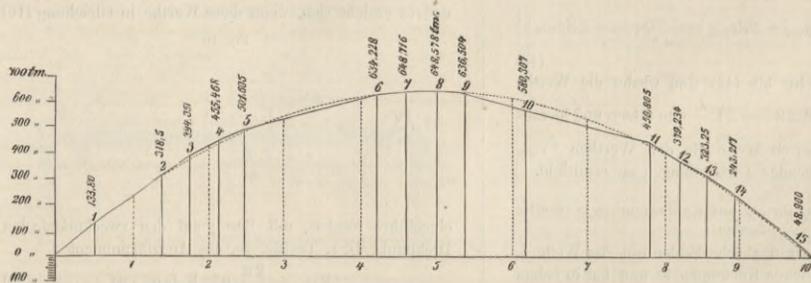


Fig. 12.

Grösste Angriffs-  
momente  
der ver-  
kehrs-  
last pro Geleise.

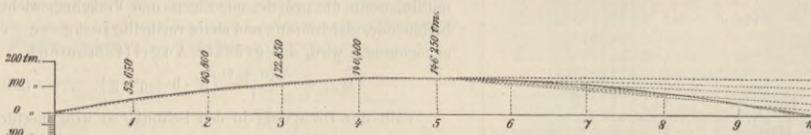


Fig. 13.

Angriffs-  
momente der  
Gewichte  
beider  
Träger.

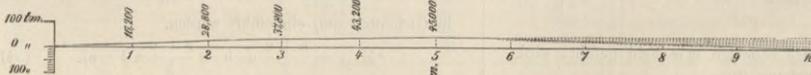


Fig. 14.

Angriffs-  
momente des  
Gewichts der  
Brücken-  
bahn.

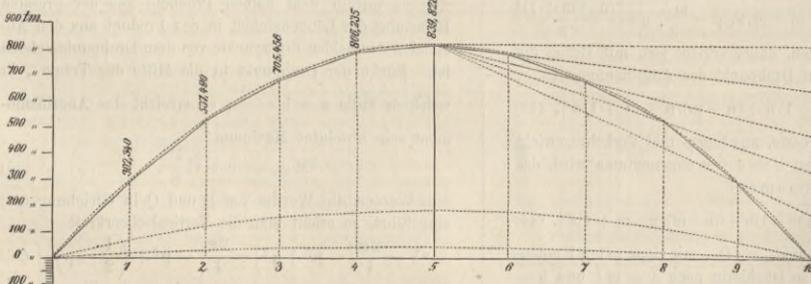


Fig. 15.

Grösste  
Gesamt-  
angriffs-  
momente der  
Brücke.

Maassstab der Momente: 100 tm = 5 mm  
Längen: 200 m = 1 m

Innerhalb dieser Grenzen können die Verticalscheerkräfte ihr Vorzeichen wechseln, während sie links und rechts von beiden bezw. nur positive und nur negative Werthe annehmen.<sup>1)</sup>

**Beispiel. A. Berechnung der grössten Angriffsmomente.**

Erstens. Genaue Berechnung.

Befindet sich auf einer Parallelbalkenbrücke von 30 m Spannweite mit 10 Feldern von je 3 m Weite ein aus drei Semmering-

in der Brückenmitte gelegenen Drehpunkt mit den Abständen  $a = b = 15 \text{ m}$  aus Gleichung 31 und 32 das grösste Angriffsmoment

$$\sum M_v = \frac{1}{l} \left[ (P_1 p_1 + P_2 p_2 + \dots + P_n p_n) b + (Q_1 q_1 + Q_2 q_2 + \dots + Q_m q_m) a \right]$$

$$= \frac{1}{30} \left[ (8,68 \cdot 1,62 + 8,12 \cdot 4,14 + 12,88 (5,3 + 15) + \dots) \cdot 15 + \dots \right]$$

$$= \frac{1}{30} \left[ 8,68 (0,57 + 11,32) + 8,12 (3,09 + 13,84) + \dots \right] \cdot 15$$

$$= 648,58 \text{ tm.}$$

Werden in ähnlicher Weise die Angriffsmomente für alle Belastungspunkte 1 bis 15 berechnet, so erhält man für

<sup>1)</sup> Vgl. hierzu das im ersten Hefte dieser Abtheilung gegebene ausführliche Beispiel.

Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8
$^a M_v$	133,50	318,50	394,35	455,47	501,61	634,23	648,72	648,58

Nr.	9	10	11	12	13	14	15
$^a M_v$	636,50	580,31	450,81	379,23	323,25	243,22	48,90 tm.

Werden diese Angriffsmomente in einem Maassstabe der Längen von  $\frac{1}{200}$  und der Momente von 100 tm = 5 mm aufgetragen, so ergibt sich das Momentenpolygon in Textfig. 12.

b) Eigengewicht der Träger. Wird das Eigengewicht der Träger  $e_t = 1,3$  t für den m Geleise in Gleichung (54) eingeführt, so erhält man

$$^a M_t = \frac{1,3}{2} a (30 - a) = 0,65 a (30 - a) \text{ tm,}$$

mithin für

a =	0	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30 m
$^a M_t$	0	52,65	93,80	122,85	140,40	146,25	140,40	122,85	93,80	52,65	0 tm

c) Eigengewicht der Brückenbahn. Wird das Eigengewicht  $e_b = 1,2$  t für jeden Knotenpunkt in Gleichung (45) eingeführt, so erhält man

$$^a M_b = \frac{k\lambda}{2} m (n - m) = \frac{1,2 \cdot 3}{2} m (10 - m) = 1,8 m (10 - m) \text{ tm.}$$

mithin für

m	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$^a M_b$	0	16,2	28,8	37,8	43,2	45,0	43,2	37,8	28,8	16,2	0

d) Gesamtbelastung. Zählt man die unter a, b, c gefundenen zusammengehörigen Angriffsmomente zusammen, so erhält man das gesammte Angriffsmoment

$$^a M_g = ^a M_v + ^a M_t + ^a M_b$$

und z. B. für die Trägermitte

$$^a M_g = 648,58 + 146,25 + 45,00 = 839,83 \text{ tm,}$$

mithin für:

m	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$^a M_g$	0	302,34	507,49	705,46	806,24	839,83	806,24	705,46	507,48	302,34	0

Werden die Werthe  $^a M_t$ ,  $^a M_b$  und  $^a M_g$  in dem gewählten Maassstabe aufgetragen, so ergeben sich die Momentenpolygone in Textfig. 13, 14 und 15.

Zweitens. Angenäherte Berechnung.

a) Gleichförmig und stetig vertheilte Belastung. Diejenige in der Brückenmitte wirkende Einzellast G, welche hier dasselbe Angriffsmoment erzeugt, wie sämtliche Einzellasten zusammen, ergibt sich mit Bezug auf Textfig. 11 aus Gleichung

$$G = \frac{1}{15} \left[ 12,6 (13,84 + 6,46 + 5,41) + 13,72 (12,68 + 7,62 + 6,57) + 12,88 (15 + 5,3 + 4,25) + 8,12 (13,84 + 4,14 + 3,09) + 8,68 (1,62 + 11,32 + 0,57) \right] = 86,477 \text{ t,}$$

mithin erhält man die derselben entsprechende gleichförmig und stetig auf den m vertheilte Verkehrsbelastung

$$v = 2 \frac{G}{l} = 2 \cdot \frac{86,477}{30} = 5,765 \text{ t.}$$

Nach dem Früheren beträgt das Eigengewicht für den m Träger und Brückenbahn  $e = 1,3 + 0,4 = 1,7$  t, woraus sich die auf den m gleichförmig und stetig vertheilte gesammte Belastung  $e + v = 1,7 + 5,765 = 7,465$  t ergibt. Führt man diesen Werth in Gleichung (54) ein, so erhält man

$$^a M_g = \frac{7,465}{2} a (30 - a) = 3,7325 a (30 - a),$$

mithin für:

a =	0	3	6	9	12	15
$^a M_g$	0	302,34	537,49	705,46	806,24	839,83

a =	18	21	24	27	30 m
$^a M_g$	806,24	705,46	537,49	302,34	0 tm

Werden diese Werthe aufgetragen, so erhält man die in Textfig. 15 eingetragene punktirte Parabel.

b) Gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Belastung. Befinden sich die Knotenpunkte in der gleichen Entfernung  $\lambda = 3$  m, so erhält man für jeden Knotenpunkt die Eigengewichtsbelastung  $e = 3 \cdot 1,7 = 5,1$  t und die Verkehrsbelastung

$v = 3 \cdot 5,765 = 17,295$  t, also die gesammte Belastung  $e + v = 22,395$  t. Wird dieser Werth in Gleichung (45) eingesetzt, so ergibt sich

$$^a M_g = \frac{22,395 \cdot 3}{2} m (10 - m) = 33,5925 m (10 - m)$$

und für

m =	0	1	2	3	4	5
$^a M_g$	0	302,34	537,49	705,46	806,24	839,83

m =	6	7	8	9	10 m
$^a M_g$	806,24	705,46	537,48	302,34	0 tm

Man findet also die unter a berechneten Werthe wieder, nach welchen nunmehr das in Textfig. 15 enthaltene ausgezogene Parabelpolygon aufgetragen ist.

B. Berechnung der grössten Verticalscherkräfte.

Erstens. Genaue Berechnung.

a) Verkehrslast. Befindet sich auf derselben Parallelbalkenbrücke ein aus drei Semmering-Locomotiven, welche jedoch sämmtlich vorwärts und zwar von rechts nach links gehen, bestehender Zug, so ergibt sich, wenn das vorderste Rad des links fahrenden Zuges über dem linken Ende der Brücke steht, mit Bezug auf die in Textfig. 16 enthaltenen Abmessungen und Belastungen aus Gleichung (23) die dem linken Auflagerdruck A numerisch gleiche, grösste positive Verticalscherkraft

$$^a V_{\max} = A = \frac{1}{l} (Q_1 q_1 + Q_2 q_2 + \dots + Q_n q_n) \\ = \frac{1}{30} \left[ 13,72 (30 + 19,25 + 8,5) + 12,6 (28,84 + 18,09 + 7,34) + 12,88 (27,68 + 16,93 + 6,18) + 8,12 (26,52 + 11,77 + 5,02) + 8,68 (24 + 13,25 + 2,5) \right] = 95,14 \text{ t,}$$

mithin die dem rechten Auflagerdruck B numerisch gleiche grösste negative Verticalscherkraft  $^a V_{\min} = B = -168 + 95,14 = -72,86$  t. Ist der Zug nur bis zur Brückenmitte vorgeschritten, so ergibt sich in analoger Weise  $^a V_{\max} = 28,09$  t. Bewegt sich der aus drei Semmering-Locomotiven, welche jedoch sämmtlich mit den Kaminen nach rechts stehen, so lange in der entgegengesetzten Richtung, bis das vorderste Rad des von links nach rechts fahrenden Zuges über dem rechten Ende der Brücke steht, so ergibt sich aus Gleichung (23) die grösste negative Verticalscherkraft

$$^a V_{\min} = -\frac{1}{l} (P_1 p_1 + P_2 p_2 + \dots + P_n p_n),$$

also nach Einführung der numerisch gleichen Belastungen und Abmessungen  $^a V_{\min} = A = -72,86$  t und  $^a V_{\max} = B = 95,14$  t. Ebenso ergibt sich für den bis zur Brückenmitte vorgeschrittenen Zug  $^a V_{\min} = -28,09$  t.

Werden in ähnlicher Weise die übrigen Verticalscherkräfte berechnet, so ergeben sich für die Abstände

	0	3	6	9	12	15	m
$^a V_{\max}$	95,14	78,71	63,04	50,03	38,83	28,09	t
$^a V_{\min}$	0	-2,42	-7,31	-12,62	-19,19	-28,09	t

	18	21	24	27	30	m
$^a V_{\max}$	19,19	12,62	7,31	2,42	0	t
$^a V_{\min}$	-38,83	-50,03	-63,04	-78,71	-95,14	t

woraus folgt, dass unter übrigens gleichen Umständen die grössten negativen Verticalscherkräfte den grössten positiven Verticalscherkräften numerisch gleich bleiben und nur in umgekehrter Ordnung wiederkehren.

Die übrigen positiven Verticalscherkräfte, wie sie durch die Einzellasten erzeugt werden, ergeben sich aus Gleichung (24) und (25) und beträgt z. B. bei voller Belastung der Brücke nach Gleichung (24) für den Lastpunkt 1

$$^a V = A - P = 95,14 - 13,72 = 81,42 \text{ t}$$

und nach Gleichung (25) für den Lastpunkt 14

$$^a V = -B + Q = -72,86 + 8,68 = -64,18 \text{ t.}$$

Berechnet man diese Werthe auch für alle übrigen Lastpunkte, so ergibt sich folgende Zusammenstellung der für die vollbelastete Brücke durch die Einzellasten erzeugten grössten positiven Verticalscherkräfte:

	0	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
	95,14	81,42	63,82	55,94	47,82	39,14	25,42	12,82
	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15
	-0,06	-8,18	-16,86	-30,58	-43,18	-56,06	-64,18	-72,86

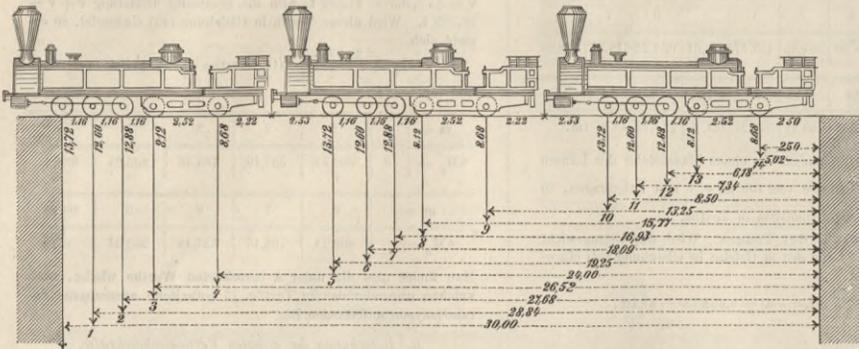


Fig. 16.  
Zug aus drei vorwärtsstehenden Semmering-Locomotiven zur Ermittlung der grössten Verticalscheerkräfte.

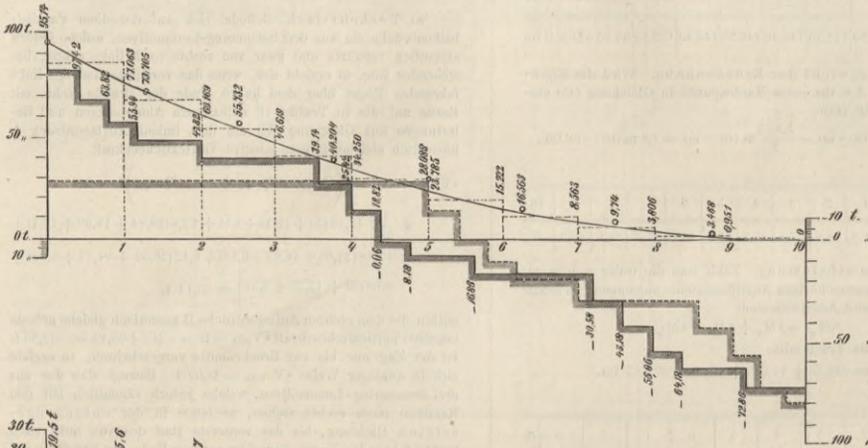


Fig. 17.  
Grösste Verticalscheerkräfte aus der Verkehrslast pro Geleise.

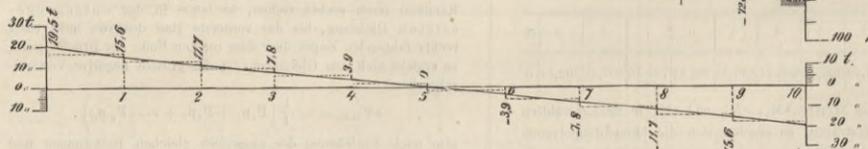


Fig. 18.  
Verticalscheerkräfte aus dem Gewichte beider Träger.

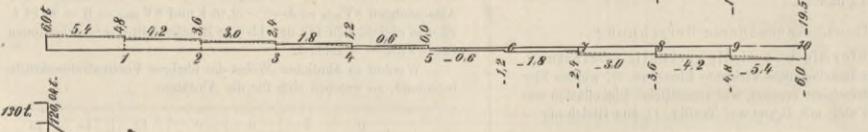


Fig. 19.  
Verticalscheerkräfte aus dem Gewichte der Brückenbahn.

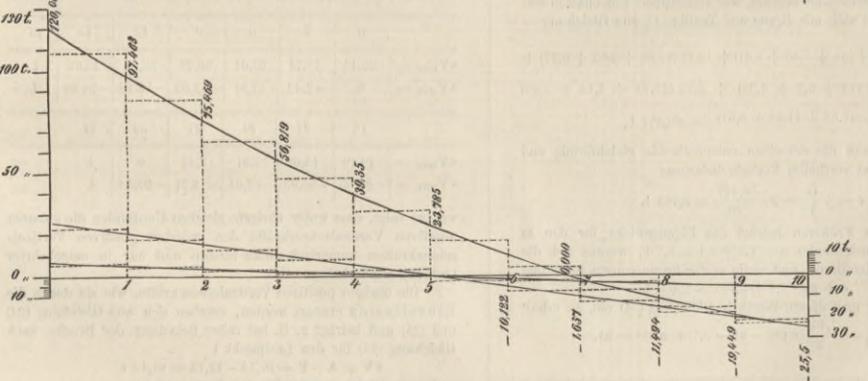


Fig. 20.  
Gesamte Verticalscheerkräfte der Brücke.

Maassstab der  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Längen: } 200 \text{ m} = 1 \text{ m} \\ \text{Kräfte: } 100 \text{ tm} = 4 \text{ mm} \end{array} \right.$

deren Werthe in Textfig. 17 aufgetragen und durch rechts steigende Schraffirung hervorgehoben sind. Die links steigende Schraffirung hebt die in derselben Weise berechneten, durch die Einzelasten erzeugten Verticalscheerkräfte hervor, wenn der Zug nur bis zur Mitte der Brücke vorgerückt ist.)

1) Da hierbei die Breite und Höhe der einzelnen Absätze dieselben bleiben, so erleichtert man sich deren Auftragen durch eine treppenförmige Schablone, deren eines Ende man jedesmal an die Stelle anlegt, bis zu welcher die Einzelasten vorgeschritten sind und welche der durch diese Laststellung hervorgerufenen grössten Verticalscheerkraft entspricht.

Geht der Zug von links nach rechts, bis seine vorderste Achslast über dem rechten Auflager steht, so ergeben sich die grössten negativen Verticalscheerkräfte, welche den vorstehend zusammengestellten grössten positiven Verticalscheerkräften in umgekehrter Ordnung numerisch gleich, jedoch mit dem entgegengesetzten Vorzeichen behaftet sind.

b) Eigengewicht der Träger. Wird das Eigengewicht  $e_t = 1,3 \text{ t}$  der Träger für den  $m$  Geleise in Gleichung (57) eingeführt, so erhält man die Verticalscheerkraft

$$aV_t = e \left( \frac{1}{2} - x \right) = 1,3(14 - x),$$

welche sich durch eine gerade Linie darstellen lässt, für  $x = 15$  m Null wird und für  $x = 0$  und  $x = 1$  ihren bezw. grössten positiven und grössten negativen Werth annimmt. Man erhält hiernach für

x	0	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	m
$aV_t$	19,5	15,6	11,7	7,8	3,9	0,0	-3,9	-7,8	-11,7	-15,6	-19,5	t

woraus sich die in Textfig. 18 enthaltene graphische Darstellung ergibt.

c) Eigengewicht der Brückenbahn. Wird das Eigengewicht  $e_b = 1,2$  t für jeden Knotenpunkt in Gleichung (51) eingeführt, so erhält man für  $n = 10$  Felder die Verticalscheerkraft

$$aV_m = \frac{e}{2}(n-1-2m) = \frac{1,2}{2}(9-2m),$$

mithin für

m	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$aV_m$	5,4	4,2	3,0	1,8	0,6	-0,6	-1,8	-3,0	-4,2	-5,4

woraus sich die in Textfig. 19 enthaltene graphische Darstellung ergibt.

d) Gesamtbelastung. Zählt man die unter a, b, c gefundenen zusammengehörigen Verticalscheerkräfte zusammen, so erhält man die gesammte Verticalscheerkraft

$$aV_g = aV_v + aV_t + aV_b$$

und z. B. für die Mitte, also für  $x = 15$  oder  $m = 5$ ,

$$aV_g = 28,988 \text{ t} + 0 + 0 = 28,988 \text{ t}.$$

Am linken Ende, wo  $x = 0$  wird, erhält man

$$aV_g = 95,14 + 19,50 + 5,40 = 120,04 \text{ t}.$$

Werden ebenso alle übrigen Verticalscheerkräfte berechnet, so ergibt sich für

x =	0	3	6	9	12	15	m
$aV_g$	120,04	76,34	63,12	49,34	30,52	-8,18	t

x =	18	21	24	27	30	m
$aV_g$	-21,96	-40,78	-71,36	-84,58	-98,36	t

Zweitens. Angenäherte Berechnung.

a) Gleichförmig und stetig vertheilte Belastung. Diejenige auf die Längeneinheit gleichförmig vertheilte Last, welche bei dem Befahren der Brücke von rechts nach links durch den in Textfig. 16 dargestellten Zug dieselben Vertikalkräfte hervorbringt, wie die Einzellasten dieses Zuges, beträgt mit Berücksichtigung des früher ermittelten grössten linken Auflagerdruckes nach Gleichung (114)

$$v = 2 \frac{A}{l} = 2 \cdot \frac{95,14}{30} = 6,343 \text{ t}.$$

Wird diese Belastung in Gleichung (20) eingeführt, so erhält man, wenn  $P = 0$ ,  $Q = v(1-x)$  und  $q = \frac{1-x}{2}$  gesetzt wird, für einen in dem beliebigen Abstände  $x$  vom linken Auflager geführten Schnitt die grösste Verticalscheerkraft

$$aV_{max} = \frac{v}{21}(1-x)^2 = \frac{6,343}{2 \cdot 30}(30-x)^2 = 0,1057(30-x)^2,$$

mithin für:

x =	0	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	m
$aV_{max}$	95,14	77,06	60,88	46,61	34,25	23,79	15,22	8,56	3,81	0,95	0	t

Zieht man diese Werthe von den früher berechneten, durch die Einzellasten erzeugten Verticalscheerkräften ab, so erhält man

x =	0	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	m
Differenz	0	1,65	2,16	3,42	4,58	4,30	3,97	4,06	3,50	1,47	0	t

woraus ersichtlich ist, dass diese Differenzen von den Enden nach der Mitte der Brücke hin wachsen und dort  $k = 4,3$ , also höchstens 14% der genau berechneten Verticalscheerkraft betragen, s. Textfig. 17. Da diese Zunahme sehr nahe den Ordinaten einer Parabel mit lothrechter, durch die Brückenmitte gehender Achse von der Spannweite  $l$  und der Pfeilhöhe  $k$  entspricht, so ergibt sich der genauere Werth der Verticalscheerkraft

$$aV_{max} = \frac{v}{21}(1-x)^2 + \frac{4k}{l^2}x(1-x)$$

und hieraus, wenn die Zahlenwerthe eingeführt werden,

$$aV_{max} = \frac{6,343}{2 \cdot 30}(30-x)^2 + \frac{4 \cdot 4,3}{30^2}x(30-x),$$

mithin für

Heinzorling, Eisernen Parallelbalkenbrücken. Zweite Auflage.

x =	0	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	m
$aV_{max}$	95,14	78,59	63,61	50,20	38,35	28,09	19,32	12,15	6,54	2,48	0	t

Zieht man wieder diese Werthe von den früher berechneten, durch die Einzellasten erzeugten Verticalscheerkräften ab, so erhält man für

x =	0	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	m
Differenz	0	0,12	0,57	0,17	0,48	0	0,13	0,47	0,77	0,06	0	t

woraus folgt, dass die grössten der vorstehend berechneten Differenzen nur noch 5% der Verticalscheerkräfte betragen.

Nimmt man das Gewicht sowohl der Träger als auch der Brückenbahn als eine gleichförmig und stetig vertheilte Belastung an, welche für den  $m$  nach dem Früheren zusammen  $e = 1,7$  t beträgt, so erhält man nach Gleichung (59) die hieraus resultierende Verticalscheerkraft

$$aV = e \left( \frac{1}{2} - x \right) = 1,7(15 - x),$$

mithin für

x =	0	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	m
$aV_g$	25,5	20,4	15,3	10,2	5,1	0	-5,1	-10,2	-15,3	-20,4	-25,5	t

Zählt man diese Werthe zu den früher für die gleichförmig und stetig vertheilte Verkehrsbelastung gefundenen hinzu und benutzt die Gleichung

$$aV_g = e \left( \frac{1}{2} - x \right) + \frac{v}{21}(1-x)^2 = 1,7(15-x) + \frac{6,343}{2 \cdot 30}(30-x)^2,$$

so erhält man die gesammte Verticalscheerkraft und zwar für

x =	0	3	6	9	12	15	m
$aV_g$	120,64	97,46	76,18	56,81	39,35	23,79	t

x =	18	21	24	27	30	m
$aV_g$	10,12	-1,64	-11,49	-19,45	-25,5	t

Die Grenzen, innerhalb deren die Verticalscheerkräfte positiv oder negativ werden, also entweder aufwärts oder abwärts wirken können, ergeben sich aus Gleichung (60)

$$x = 30 \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\frac{1,7 + 6,343}{1,7} + 1}} \right) = 20,552 \text{ m}$$

und aus Gleichung (61)

$$x = \frac{30}{\sqrt{\frac{1,7 + 6,343}{1,7} + 1}} = 9,448 \text{ m}.$$

b) Gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Belastung. Befinden sich die Knotenpunkte in der gleichen Entfernung  $\lambda = 3$  m, so erhält man nach dem Früheren für jeden derselben die Verkehrsbelastung  $v = 3 \cdot 6,343 = 19,029$  t und die Eigengewichtsbelastung  $e = 3 \cdot 1,7 = 5,1$  t, mithin ergibt sich aus Gleichung (49) und (51) die grösste gesammte Verticalscheerkraft

$$aV_{max} = \frac{e}{2}(n-1-2m) + \frac{v}{2n}(n-m)(n-1-m),$$

also, wenn  $n = 10$  gesetzt wird und die Zahlenwerthe eingeführt werden,

$$aV_{max} = 2,55(9-2m) + 0,9154(10-m)(9-m),$$

daher für:

m =	0	1	2	3	4
$aV_{max}$	108,58	86,35	66,03	47,61	31,09

m =	5	6	7	8	9
$aV_{max}$	16,48	3,67	-7,04	-15,95	-22,95

Werden die unter a und b gefundenen Werthe aufgetragen, so ergibt sich die in Textfig. 18—20 enthaltene graphische Darstellung der Verticalscheerkräfte.

Zweitens. Graphische Behandlung.

a) Ungleiche und ungleich vertheilte Einzellasten.

Wirken zwischen den beiden Stützen A und B die beliebig von einander entfernten Kräfte P Q R und S, s. Textfig. 21 u. 22, so ergibt sich aus dem mit Hilfe einer willkürlich gewählten Poldistanz  $oO = H$  abgeleiteten Kräftepolygon der letzteren Figur das in Textfig. 23 dar-

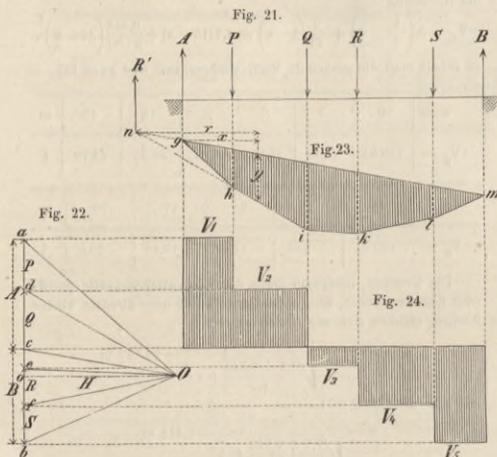
gestellte Seilpolygon, indem man gh, hi, ik, kl, lm bzw. parallel zu aO, dO, eO, fO, bO und die Schlusslinie gm zieht, worauf die zu letzterer Parallele cO die Auflagerdrücke A und B bestimmt. Da nun das Angriffsmoment für einen, in dem beliebigen Abstand x vom linken Auflager gelegenen, lothrechten Schnitt bekanntlich dem Product aus der Resultante R<sub>1</sub> aller links von demselben thätigen, äusseren Kräfte in deren normalen Abstand r von dem Schnitte gleich, also \*M = R'r ist, R' durch den Schnittpunkt der durchschnittenen Polygonseiten nm und hi geht und hier A—P, also der Grösse cd gleich ist, so erhält man, weil hi zu dO und nm zu eO parallel ist, mit Bezug auf die Figuren 22 und 23 die Proportion

$$\frac{R'}{H} = \frac{y}{r}, \dots \dots \dots (62)$$

woraus folgt

$$*M = R'r = Hy. \dots \dots \dots (63)$$

Das Angriffsmoment für einen beliebigen lothrechten Schnitt ist mithin der in demselben enthaltenen Ordinate des Seilpolygons proportional, und, wenn die Poldistanz oder die constante Horizontalspannung H als Kräfteinheit gilt, derselben gleich. Das grösste Angriffsmoment für den untersuchten Querschnitt ergibt sich, wenn zuvor die ungünstigste Stellung der Lasten P Q R und S für denselben ermittelt ist.



Die aufeinanderfolgenden Verticalscheerkräfte  $V_1 = A$ ,  $V_2 = A - P$ ,  $V_3 = A - (P + Q)$ ,  $V_4 = A - (P + Q + R)$ ,  $V_5 = A - (P + Q + R + S) = -B$  erhält man, indem man die in Textfig. 24 dargestellte, einfache Construction ausführt. Um die grösste Verticalscheerkraft für einen beliebigen Querschnitt zu bestimmen, ist vorher die ungünstigste Laststellung für denselben zu ermitteln.

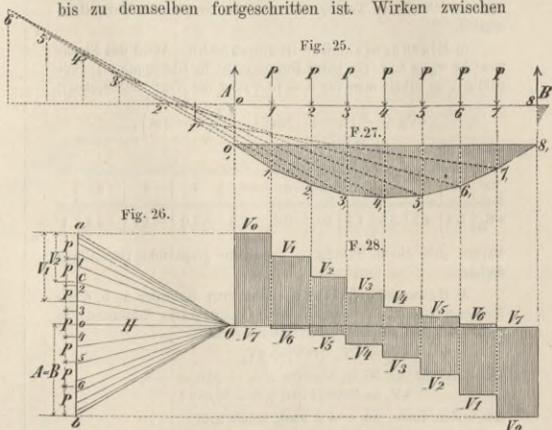
β) Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Lasten.

Angriffsmomente. Wirken zwischen den beiden Stützen A und B die beliebigen, jedoch unter sich gleichen Kräfte P, s. Textfig. 25 und 26, so ergibt sich mit Hilfe der willkürlich gewählten Poldistanz  $oO = H$  bekanntlich das in Textfig. 27 dargestellte Seilpolygon, indem man 0, 1, 1, 2, 2, 3, ... parallel zu 10, 20, 30 ... und die Schlusslinie 0, 8 zieht, worauf die zu letzterer Parallele oO die gleichen Auflagerdrücke A und B abschneidet. Die in einem beliebigen lothrechten Schnitte dieses Seilpolygons, welches bekanntlich ein einer gemeinen Parabel eingeschriebenes Polygon darstellt, enthaltene Ordinate ergibt wie früher das Angriffsmoment indirect durch Multiplication mit der Poldistanz oder direct, wenn letztere als Kräfteinheit angenommen wird.

Verticalscheerkräfte. a) Eigengewichtsbelastung. Wenn dieselbe für jeden Knotenpunkt constant ist, so ergeben sich die von derselben hervorgerufenen Verticalscheerkräfte aus dem Aufriss und Kräfteplan auf die zuvor gezeigte Weise in der Form einer regelmässigen,

staffelförmigen Linie, deren Ordinaten die von den bewegten Lasten erzeugten grössten Verticalscheerkräfte hinzuzufügen sind.

b) Verkehrsbelastung. Die grösste Verticalscheerkraft eines beliebigen Knotenpunktes entsteht, wenn die Verkehrslast von dem entfernteren der beiden Auflager bis zu demselben fortgeschritten ist. Wirken zwischen



den beiden Stützen 0 und 8 die sieben gleichen Knotenlasten P, s. Textfig. 25 und 26, so ist z. B. die im dritten Knoten wirkende Verticalscheerkraft am grössten, wenn die Knoten 2—7 belastet, die Knoten 1—2 unbelastet sind. Verlängert man, um das diesem Belastungszustande entsprechende neue Seilpolygon aus dem in der zuvor angeedeuteten Weise bereits gefundenen abzuleiten, die letzte Polygonseite 0, 1, und schneidet dieselbe in der wagrechten Entfernung durch eine Lothrechte, so entspricht das Seilpolygon 2' 1, 2, 3, 4, 5, 6, 2' dem erwähnten Belastungszustand und eine durch den Pol O zu dessen Schlusslinie 6, 2' gelegte Parallele cO schneidet im Kräfteplane die Strecke  $ac = V_2$ , also die im dritten Knoten wirkende grösste Verticalscheerkraft ab. Werden in analoger Weise die Schlusslinien 0, 8, 1' 7, 3' 5, 4' 4, ... 6' 1, in dem Seilpolygon und durch den Pol O die zu ihnen parallelen Strahlen gezogen, so schneiden diese in dem Kräfteplane die der jeweiligen, einseitigen Belastung entsprechenden grössten positiven Verticalscheerkräfte  $V_0, V_1, V_2, \dots, V_7$ , ab, welchen bei der entgegengesetzten, von links nach rechts fortschreitenden Belastung die numerisch gleichen, jedoch in umgekehrter Reihenfolge entstehenden grössten negativen Verticalscheerkräfte  $-V_0, -V_1, -V_2, \dots, -V_7$  entsprechen, s. Textfig. 28.

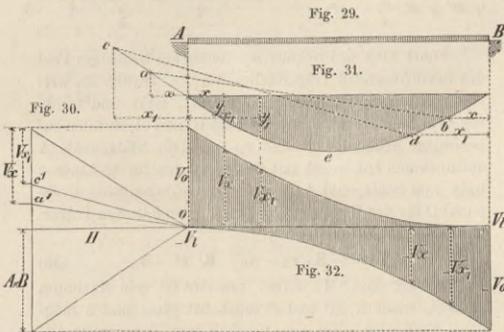
γ) Gleichförmig und stetig vertheilte Lasten.

Wirkt zwischen den beiden Stützen A und B eine gleichförmig und stetig vertheilte Belastung, s. Textfig. 29 und 30, so lässt sich dieselbe aus einer genügenden Zahl kleiner, unter sich gleicher Einzelkräfte bestehend denken, woraus sich in einer, der zuvor erörterten analogen, Weise das Seilpolygon als eine gemeine Parabel um so genauer ergibt, je grösser die Anzahl jener Einzelkräfte gewählt wurde. Das Angriffsmoment wird hieraus wie an der angegebenen Stelle abgeleitet, s. Textfig. 31.

Bei Ermittlung der Verticalscheerkräfte ist wieder die Eigengewichts- und Verkehrsbelastung zu unterscheiden. Da erstere für die Längeneinheit constant ist, so ergeben sich die von derselben hervorgerufenen Verticalscheerkräfte in der zuvor gezeigten Weise aus einer geraden Linie, deren erste, mittlere und letzte Ordinate bzw.  $V_0 = A$ ,  $V_1 = 0$  und  $V_2 = -B$  ist und deren

Ordinaten die von den bewegten Lasten erzeugten grössten Verticalscheerkräfte hinzuzufügen sind. Die einem Querschnitte mit beliebiger Abscisse, s. Textfig. 31, entsprechende, von der Verkehrsbelastung erzeugte grösste Verticalscheerkraft entsteht wieder, wenn die Last von dem entfernteren Auflager bis zu jenem Querschnitte vor-

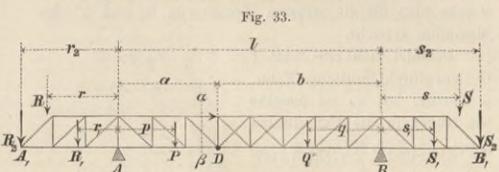
geschritten ist. Wird die Tangente an den linken Endpunkt des früher ermittelten Seilpolygons verlängert und durch eine in der Entfernung  $x$  vom linken Stützpunkte gezogene Lothrechte geschnitten, so bildet  $aeb$  das diesem Belastungszustand entsprechende Seilpolygon und eine zu dessen Schlusslinie  $ab$  durch den Pol  $O$  gelegte Parallele  $a'O$  schneidet in dem Kräfteplane die grösste Verticalscheerkraft  $V_x$  ab. In ähnlicher Weise erhält man für die Abscisse  $x$ , die Schlusslinie  $cd$  des Seilpolygons und mittelst der zu ihr parallelen  $c'O$  die zugehörige grösste Verticalscheerkraft  $V_{x_1}$ . Werden die auf dieselbe Weise in hinreichender Anzahl ermittelten grössten Verticalscheerkräfte zusammengestellt und deren obere Endpunkte durch eine stetige Linie verbunden, so ergibt sich die parabolische Begrenzungslinie der positiven Verticalscheerkräfte, deren Achse senkrecht steht und durch den rechten Stützpunkt geht. Bei entgegengesetzter Belastungsweise erhält man eine der Grösse nach gleiche, der Lage nach entgegengesetzte Begrenzungslinie der negativen Verticalscheerkräfte, s. Textfig. 32.



c) Träger auf zwei Stützen mit freiliegenden Stützpunkten (Continuirliche Gelenkträger).

a) Ungleiche und ungleich vertheilte Lasten.

Werden Träger, welche auf zwei Stützen A und B, s. Textfig. 33, ruhen, zwischen denselben mit den bezw.



links und rechts von dem beliebigen Schnitt  $\alpha\beta$  befindlichen Lasten  $P$  und  $Q$ , welche sich in den Abständen  $p$  und  $q$  bezw. von den Stützen  $A$  und  $B$  befinden, beschwert, während ihre über die Stützen  $A$  und  $B$  hervorragenden Enden in den Abständen  $r$  und  $s$  von diesen Stützen bezw. die Lasten  $R$  und  $S$  aufzunehmen haben, so ergibt sich mit Bezug auf einen zwischen und in Abständen  $a$  und  $b$  bezw. von den Stützen  $A$  und  $B$  befindlichen Drehpunkt  $D$  das reducirte Angriffsmoment<sup>1)</sup>

$$^aM = \frac{Pp - Rr}{1} b + \frac{Qq - Ss}{1} a \dots (64)$$

Hieraus folgt, dass  $^aM$  positiv bleibt, so lange

$$Pp - Rr > 0 \text{ und } Qq - Ss > 0$$

wird, während sein positives Maximum

$$^aM_{max} = \frac{Pp_{max} - Rr_{min}}{1} b + \frac{Qq_{max} - Ss_{min}}{1} a \dots (65)$$

ist, ferner negativ bleibt, so lange

$$Pp - Rr < 0 \text{ und } Qq - Ss < 0$$

1) Wird nämlich mit  $A$  der Gegendruck der linken Stütze bezeichnet, so erhält man das Angriffsmoment

$$^aM = Aa - P(a-p) - R(a+r) = 0$$

und für die Stützweite  $a+b=1$  den Stützendruck

$$A = P \frac{(1-p)}{1} + Q \frac{q}{1} + R \frac{(r+1)}{1} - S \frac{s}{1}$$

mithin, wenn derselbe eingeführt,  $1-a=b$  gesetzt und reducirt wird, den obigen Werth.

wird, während sein negatives Maximum

$$^aM_{min} = \frac{Pp_{min} - Rr_{max}}{1} b + \frac{Qq_{min} - Ss_{min}}{1} a \dots (66)$$

ist. Die Werthe  $R$  und  $S$  setzen sich zusammen aus den auf den hervorragenden Trägertheilen befindlichen Lasten  $R$  und  $S$ , mit den Abständen  $r$  und  $s$ , von ihrer nächsten Stütze  $A$  und  $B$  und den stets auf die freiliegenden Stützpunkte  $A$  und  $B$ , wirkenden, übrigens wechselnden Drücken  $R_1$  und  $S_1$  mit den constanten Abständen  $r_1 = s_1$  bezw. des Stützpunktes  $A$ , von  $A$  und  $B$ , von  $B$ . Werden die Werthe für  $R$  und  $S$  in Gleichung (64) eingeführt, so erhält man das Angriffsmoment

$$^aM = \frac{Pp - R_1r_1 - R_2r_2}{1} b + \frac{Qq - S_1s_1 - S_2s_2}{1} a \dots (67)$$

Bei einer zur Ermittlung der ungünstigsten Laststellung dienenden Verschiebung der Lasten werden die Lasten  $P, Q, R, S$ , ihre Lage ändern, während die Drücke  $R, S$ , stets an derselben Stelle wirken und von dem Eigengewichte sowie von der Verkehrsbelastung der einerseits auf den Consolträgern, andererseits auf den Endpfeilern oder — bei einer grösseren Zahl von Oeffnungen — auf den folgenden Consolträgern ruhenden Seitenträger abhängen. Bei einer solchen Verschiebung z. B. nach rechts wachsen  $p$  und  $s$ , während  $q$  und  $r$  abnehmen, mithin ergibt sich durch Differentiation des Angriffsmomentes die behufs Ermittlung des grössten Angriffsmomentes zu erfüllende Bedingung der ungünstigsten Stellung für ungleiche und ungleich vertheilte Einzellasten

$$(P + R_1)b - (Q + S_1)a \geq 0 \dots (68)$$

und für gleichförmig und stetig vertheilte Lasten

$$\frac{P + R_1}{Q + S_1} = \frac{a}{b} \dots (69)$$

d. h. wenn die Lasten auf den zu beiden Seiten des Schnittes, theils zwischen den Stützen, theils ausserhalb derselben befindlichen Trägertheilen den ihnen entsprechenden Abständen des Drehpunktes von diesen Stützen proportional sind.

Werden die lothrecht aufwärts und die lothrecht abwärts wirkenden Kräfte bezw. positiv und negativ angenommen, so erhält man für denselben Schnitt  $\alpha\beta$  die Verticalscheerkraft<sup>1)</sup>

$$^aV = -\frac{Pp + Ss}{1} + \frac{Qq + Rr}{1} \dots (70)$$

Nimmt gleichzeitig  $Pp$  und  $Ss$  seinen geringsten,  $Qq$  und  $Rr$  seinen höchsten Werth an, so erhält man die grösste positive Verticalscheerkraft

$$^aV_{max} = -\frac{Pp_{min} + Ss_{min}}{1} + \frac{Qq_{max} + Rr_{max}}{1} \dots (71)$$

nimmt dagegen gleichzeitig  $Pp$  und  $Ss$  seinen höchsten,  $Qq$  und  $Rr$  seinen geringsten Werth an, so erhält man die grösste negative Verticalscheerkraft

$$^aV_{min} = -\frac{Pp_{max} + Ss_{max}}{1} + \frac{Qq_{min} + Rr_{min}}{1} \dots (72)$$

Das Vorzeichen dieser Differenzwerthe entscheidet über die Richtung der Verticalscheerkräfte und entspricht, je nachdem es positiv oder negativ ist, bezw. einer lothrecht aufwärts oder einer lothrecht abwärts wirkenden Verticalscheerkraft.

Führt man für  $Ss$  und  $Rr$  die obigen Ersatzwerthe in Gleichung (70) ein, so erhält man die Verticalscheerkraft

$$^aV = -\frac{Pp + S_1s_1 + S_2s_2}{1} + \frac{Qq + R_1r_1 + R_2r_2}{1} \dots (73)$$

Befindet sich in dem durchschnittenen Felde mit der Weite  $EF = \lambda$  eines Trägers, in welchem die Lage des Schnittes  $\alpha\beta$  gleichgültig ist, eine Last  $T$ , während sich links und rechts von demselben Felde bezw. die Lasten  $P$  und  $Q$  befinden, s. Textfig. 34, wobei es zweifelhaft erscheint, ob  $T$  zu den Lasten  $P$  oder  $Q$  zu rechnen sei, so zerlegt man die Last  $T$  in die Theillasten

1) Wird nämlich mit  $A$  der Gegendruck der linken Stütze bezeichnet, so erhält man die Verticalscheerkraft

$$^aV = A - (P + R)$$

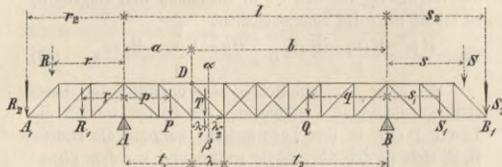
und, wenn der jenseits bereits ermittelte Werth von  $A$  eingeführt und reducirt wird, den obigen Werth von  $^aV$ .

$$T \frac{\lambda_2}{\lambda} = T_1 \text{ und } T \frac{\lambda_1}{\lambda} = T_2,$$

welche bezw. in den Punkten E und F mit den Abständen  $t_1$  und  $t_2$  bezw. von dem linken und rechten Stützpunkte wirken. Da nunmehr  $T_1$  zu den Lasten P und  $T_2$  zu den Lasten Q zu rechnen ist, so ergibt sich in diesem Falle aus Gleichung (64) das Angriffsmoment

$$^*M = \frac{Pp + T_1 t_1 - Rr}{1} b + \frac{Qq + T_2 t_2 - Ss}{1} a. \quad (74)$$

Fig. 34.



Verschiebt man wieder, um die dem Maximum des Angriffsmomentes entsprechende ungünstigste Laststellung zu finden, die Lasten P Q R, S, und T unter der Voraussetzung, dass sie ihren gegenseitigen Abstand nicht ändern, nach rechts, so wachsen p s und  $\lambda_1$  um dx, während q r und  $\lambda_2$  um dx abnehmen, mithin ergibt sich durch Differentiation der Gleichung (74) nach x

$$\frac{d^*M}{dx} = \frac{1}{1} \left[ (P + R_1 - T \frac{t_1}{\lambda}) b - (Q + S_1 - T \frac{t_2}{\lambda}) a \right]$$

also die behufs Ermittlung des grössten Angriffsmomentes zu erfüllende Bedingung der ungünstigsten Laststellung für ungleiche und ungleich vertheilte Einzellasten

$$(P + R_1) b - (Q + S_1) a + \frac{T}{\lambda} (t_2 a - t_1 b) \geq 0. \quad (75)$$

Je nachdem dieser Ausdruck nach Einführung der Zahlenwerthe positiv oder negativ wird, müssen die Lasten nach rechts oder nach links verschoben werden, um die Gurtspannung bezw. zu vermehren oder zu vermindern. Dieser Ausdruck ändert sich aber nicht, so lange P Q R, S, und T sich nicht ändern. Das relativ grösste Angriffsmoment entsteht daher, während P Q R, S, und T dieselben bleiben, für diejenige Stellung derselben, bei welcher jener positive in einen negativen Werth übergeht, insbesondere also die Last T über einem der Endpunkte E oder F des durchschnittenen Feldes steht. Das Maximum des Angriffsmomentes für gleichförmig und stetig vertheilte Lasten wird erhalten, wenn

$$\frac{P + R_1 - T \frac{t_1}{\lambda}}{Q + S_1 - T \frac{t_2}{\lambda}} = \frac{a}{b} \quad (76)$$

d. h. wenn die Lasten  $P + R_1 - T \frac{t_1}{\lambda}$  und  $Q + S_1 - T \frac{t_2}{\lambda}$  den zu beiden Seiten des Drehpunktes und zwischen den Stützen A und B befindlichen Strecken a und b proportional sind.

Werden die früheren Bezeichnungen beibehalten, so ergibt sich in diesem Falle aus Gleichung (70) die Verticalscheerkraft

$$^*V = - \frac{Pp + T_1 t_1 + Ss}{1} + \frac{Qq + T_2 t_2 + Rr}{1} \quad (77)$$

$$= - \frac{1}{1} (Pp + T \frac{\lambda_2}{\lambda} t_1 + Ss) + \frac{1}{1} (Qq + T \frac{\lambda_1}{\lambda} t_2 + Rr),$$

mithin deren positives Maximum

$$^*V_{\max} = - \frac{1}{1} (Pp_{\min} + T \frac{\lambda_2}{\lambda} t_{1\min} + Ss_{\min}) + \frac{1}{1} (Qq_{\max} + T \frac{\lambda_1}{\lambda} t_{2\max} + Rr_{\max}) \quad (78)$$

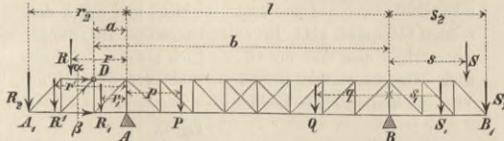
und deren negatives Maximum

$$^*V_{\min} = - \frac{1}{1} (Pp_{\max} + T \frac{\lambda_2}{\lambda} t_{1\max} + Ss_{\max}) + \frac{1}{1} (Qq_{\min} + T \frac{\lambda_1}{\lambda} t_{2\min} + Rr_{\min}). \quad (79)$$

Aus Gleichung (75) folgt, dass  $^*V$  seinen grössten

positiven Werth annimmt, wenn einerseits  $P = 0$ ,  $\lambda_2 = 0$  und  $S = 0$ , andererseits  $Qq$  und  $Rr$  möglichst gross, sowie  $\lambda_1 = \lambda$  wird, also wenn die Verkehrslasten P und S überhaupt nicht vorhanden sind und die Last T über dem Punkte F steht, wodurch auch die Stellung der mit T verbundenen Lasten Q bestimmt ist. Aus Gleichung (79) folgt, dass  $^*V$  seinen grössten negativen Werth annimmt, wenn einerseits  $Pp$  und  $Ss$  möglichst gross und  $\lambda_2 = \lambda$ , andererseits  $Q = 0$ ,  $\lambda_1 = 0$  und  $R = 0$  wird, also wenn die Verkehrslasten Q und R überhaupt nicht vorhanden sind und die Last T über dem Endpunkte E des durchschnittenen Feldes steht, wodurch auch die Stellung der mit T verbundenen Verkehrslasten P bestimmt ist.

Fig. 35.



Führt man den Schnitt  $\alpha\beta$  durch ein beliebiges Feld des hervorragenden Trägertheiles AA, s. Textfig. 35, welcher am äussersten Ende die Last  $R_2$ , links und rechts von dem Schnitte  $\alpha\beta$  bezw. die Last  $R'$  und  $R$ , mit den zugehörigen Abständen  $r'$  und  $r$ , von dem Stützpunkte A aufzunehmen hat, so ist mit Bezug auf den im Abstände a links vom Stützpunkte A liegenden, zweckmässigsten Drehpunkt D für den links von dem Schnitte befindlichen Trägertheil das Angriffsmoment

$$^*M = -R_2(r_2 - a) - R'(r' - a), \quad (80)$$

woraus folgt, dass  $^*M$ , worin  $r_2$  constant ist, sein Maximum erreicht, wenn  $R_2$ ,  $R'$  und  $r'$  möglichst gross und a möglichst klein wird. Für  $a = 0$  erhält man das grösste Angriffsmoment über der Stütze A

$$^*M_{\max} = -R_2 r_2 - R' r'. \quad (81)$$

Die in demselben Schnitte  $\alpha\beta$  entstehende Verticalscheerkraft ist

$$^*V = -R_2 - R', \quad (82)$$

welche also für die grössten Werthe von  $R_2$  und  $R'$  ihr Maximum erreicht.

Befindet sich eine Last T in dem durchschnittenen Felde, s. Textfig. 36, so ist dieselbe wie früher in die Partiallasten  $T \frac{\lambda_2}{\lambda}$  links und  $T \frac{\lambda_1}{\lambda}$  rechts zu zerlegen, wovon nur die erstere — also die links von dem Schnitte befindliche — in Betracht zu ziehen ist. Wirkt dieselbe in dem Abstände t von dem linken Stützpunkte A, so ergibt sich das Angriffsmoment

$$^*M = -R_2(r_2 - a) - R'(r' - a) - T \frac{\lambda_2}{\lambda} (t - a). \quad (83)$$

In Bezug auf die Belastung T erreicht dasselbe sein Maximum, wenn T,  $\lambda_2$  und t möglichst gross und a möglichst klein wird. Rückt die Last T über den äussersten Knotenpunkt des durchschnittenen Feldes, wo  $\lambda_2 = \lambda$  wird, also seinen grössten Werth erreicht, während  $a = 0$  wird, so erhält man das grösste Angriffsmoment über dem Stützpunkt A

$$^*M_{\max} = -R_2 r_2 - R' r' - T t. \quad (84)$$

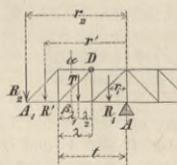
Mit Berücksichtigung der Partiallast  $T \frac{\lambda_2}{\lambda}$  ist die in dem Schnitte  $\alpha\beta$  entstehende Verticalscheerkraft

$$^*V = -R_2 - R' - T \frac{\lambda_2}{\lambda}, \quad (85)$$

welche in Bezug auf die Stellung der Belastung T ihr Maximum erreicht, wenn der Abstand  $\lambda_2 = \lambda$  wird, also seinen grössten Werth annimmt. In diesem Fall erhält man die grösste negative Verticalscheerkraft

$$^*V_{\min} = -R_2 - R' - T. \quad (86)$$

Fig. 36.



**β) Gleiche und gleichförmig auf Knoten vertheilte Lasten.**

Erhält der Träger zwischen den Stützen A und B  $n$  gleiche Felder von der Weite  $\lambda$ , also  $n-1$  schwebende Knoten, ausserhalb dieser Stützen je  $n_1$  gleiche Felder von der Weite  $\lambda$ , also  $n_1-1$  schwebende Knoten und hat in jedem dieser Knoten bzw. die gleiche Last  $k$  und  $k_1$  aufzunehmen, so ist, wenn der Schnitt  $\alpha\beta$  durch das beliebige  $m$ -te, zwischen den Stützen A und B befindliche Feld geführt wird, in Gleichung (67)

$$P = \frac{(m-1)k}{2} \quad Q = \frac{(n-m)k}{2} \quad R_1 = \frac{(n_1-1)k_1}{2} \quad S_1 = \frac{(n_1-1)k_1}{2}$$

$$P = \frac{m\lambda}{2} \quad Q = \frac{(n-m+1)\lambda}{2} \quad R_1 = \frac{n_1\lambda}{2} \quad S_1 = \frac{n_1\lambda}{2}$$

mithin ergibt sich, wenn noch  $l = n\lambda$  und  $r_1 = s_1 = n_1\lambda$  gesetzt wird, das Angriffsmoment

$$^a M = \frac{1}{2n} \left[ (m(m-1)k - n_1(n_1-1)k_1 - R_2 n_1) b + \right. \\ \left. (n-m)(n-m+1)k - n_1(n_1-1)k_1 - S_2 n_1 \right] a, \quad (87)$$

worin entweder  $a = m\lambda$  und  $b = (n-m)\lambda$  oder  $a = (m-1)\lambda$  und  $b = (n-m+1)\lambda$  zu setzen ist, wenn der zweckmässigste Drehpunkt D bzw. mit dem  $m$ -ten oder mit dem  $(m-1)$ -ten Knoten zusammenfällt.

Wird die kleinste und grösste Knotenbelastung durch Eigengewicht und durch Eigengewicht sammt Verkehrslast bzw. mit  $e$  und mit  $e+v$  bezeichnet, so ergibt sich das grösste positive Angriffsmoment

$$^a M_{\max} = \frac{1}{2n} \left[ (m(m-1)(e+v) - n_1(n_1-1)e - R_2 n_1) b + \right. \\ \left. + ((n-m)(n-m+1)(e+v) - n_1(n_1-1)e - S_2 n_1) a \right], \quad (88)$$

worin die Drücke  $R_2$  und  $S_2$  Minima, also die Seitenträger entlastet sein müssen und das grösste negative Angriffsmoment

$$^a M_{\min} = \frac{1}{2n} \left[ (m(m-1)e - n_1(n_1-1)(e+v) - R_2 n_1) b + \right. \\ \left. + ((n-m)(n-m+1)e - n_1(n_1-1)(e+v) - S_2 n_1) a \right], \quad (89)$$

worin die Drücke  $R_2$  und  $S_2$  Maxima, also die Seitenträger vollbelastet sein müssen.

Werden die oben zusammengestellten Werthe in Gleichung (73) eingeführt, so erhält man die Verticalscheerkraft

$$^a V = \frac{1}{2n} \left[ -m(m-1)k - n_1(n_1-1)k_1 - S_2 n_1 + \right. \\ \left. (n-m)(n-m+1)k + n_1(n_1-1)k_1 + R_2 n_1 \right] \quad (90)$$

und hieraus, wie früher, die grösste positive Verticalscheerkraft

$$^a V_{\max} = \frac{1}{2n} \left[ -m(m-1)e - n_1(n_1-1)e - S_2 n_1 + \right. \\ \left. (n-m)(n-m+1)(e+v) + n_1(n_1-1)(e+v) + R_2 n_1 \right], \quad (91)$$

worin der Druck  $S_2$  ein Minimum, also der rechte Seitenträger entlastet, der Druck  $R_2$  ein Maximum, also der linke Seitenträger vollbelastet sein muss, und die grösste negative Verticalscheerkraft

$$^a V_{\min} = \frac{1}{2n} \left[ -m(m-1)(e+v) - n_1(n_1-1)(e+v) - S_2 n_1 + \right. \\ \left. + (n-m)(n-m+1)e + n_1(n_1-1)e + R_2 n_1 \right], \quad (92)$$

worin der Druck  $S_2$  ein Maximum, also der rechte Seitenträger vollbelastet, der Druck  $R_2$  ein Minimum, also der rechte Seitenträger entlastet sein muss.

Für den durch das beliebige  $m$ -te Feld des hervorragenden Trägertheiles AA, geführten Schnitt  $\alpha\beta$  erhält man durch Einführung der Werthe  $R' = (m-1)k_1$  und

$r' = \frac{m_1\lambda}{2}$  sowie der früher gewählten Bezeichnungen in Gleichung (80) das Angriffsmoment

$$^a M = -R_2(n_1\lambda - a) - (m_1-1)\left(\frac{m_1\lambda}{2} - a\right)k_1, \quad (93)$$

worin entweder  $a = (n_1 - m_1 + 1)\frac{\lambda}{2}$  oder  $a = (n_1 - m_1)\lambda$  zu setzen ist, je nachdem der zweckmässigste Drehpunkt D mit dem  $(m_1-1)$ -ten oder  $m_1$ -ten Knoten zusammenfällt. Hieraus ergibt sich das grösste positive Angriffsmoment

$$^a M_{\max} = -R_2(n_1\lambda - a) - (m_1-1)\left(\frac{m_1\lambda}{2} - a\right)e, \quad (94)$$

wobei der Druck  $R_2$  ein Minimum werden, also der linke Seitenträger entlastet sein muss, und das grösste negative Angriffsmoment

$$^a M_{\min} = -R_2(n_1\lambda - a) - (m_1-1)\left(\frac{m_1\lambda}{2} - a\right)(e+v), \quad (95)$$

wobei der Druck  $R_2$  ein Maximum werden, also der linke Seitenträger vollbelastet sein muss.

Die in demselben Schnitte  $\alpha\beta$  entstehende Verticalscheerkraft ergibt sich durch Einführung des Werthes von  $R'$  in Gleichung (82)

$$^a V = -R_2 - (m_1-1)k_1, \quad \dots \quad (96)$$

mithin die grösste negative Verticalscheerkraft

$$^a V_{\max} = -R_2 - (m_1-1)(e+v), \quad \dots \quad (97)$$

worin  $R_2$  ein Maximum werden, also der linke Seitenträger vollbelastet sein muss, und die kleinste negative Verticalscheerkraft

$$^a V_{\min} = -R_2 - (m_1-1)e, \quad \dots \quad (98)$$

worin  $R_2$  ein Minimum werden, also der linke Seitenträger entlastet sein muss.

**γ) Gleichförmig und stetig vertheilte Last.**

Bezeichnet  $g$  und  $g_1$  die gleichförmig und stetig bzw. über den zwischen den Stützen A und B befindlichen Theil des Trägers und über den ausserhalb der Stützen A und B befindlichen Theil desselben vertheilte Belastung, so ist in Gleichung (67) für einen zwischen den Stützen A und B geführten Schnitt  $\alpha\beta$

$P = 2pg$   $Q = 2qg$   $R_1 = 2r_1g$ , und  $S_1 = 2s_1g$ , daher für den zwischen den Stützen A und B gelegenen zweckmässigsten Drehpunkt D das Angriffsmoment

$$^a M = \frac{1}{1} \left[ (2p^2g - 2r_1^2g_1 - R_2r_2) b + \right. \\ \left. (2q^2g - 2s_1^2g_1 - S_2s_2) a \right]. \quad \dots \quad (99)$$

Wird die kleinste und grösste gleichförmig und stetig auf die Längeneinheit vertheilte Belastung durch Eigengewicht und durch Eigengewicht sammt Verkehrsbelastung bzw. mit  $e$  und mit  $e+v$  bezeichnet, so ergibt sich das grösste positive Angriffsmoment

$$^a M_{\max} = \frac{1}{1} \left[ (2p^2(e+v) - 2r_1^2e - R_2r_2) b + \right. \\ \left. (2q^2(e+v) - 2s_1^2e - S_2s_2) a \right], \quad \dots \quad (100)$$

wobei der Druck  $R_2$  und  $S_2$  ein Minimum werden, also der linke und rechte Seitenträger entlastet sein muss, und das grösste negative Angriffsmoment

$$^a M_{\min} = \frac{1}{1} \left[ (2p^2e - 2r_1^2(e+v) - R_2r_2) b + \right. \\ \left. (2q^2e - 2s_1^2(e+v) - S_2s_2) a \right], \quad \dots \quad (101)$$

wobei der Druck  $R_2$  und  $S_2$  ein Maximum werden, also der linke und rechte Seitenträger vollbelastet sein muss.

Werden die oben zusammengestellten Werthe in Gleichung (73) eingeführt, so erhält man für denselben Schnitt  $\alpha\beta$  die Verticalscheerkraft

$$^a V = \frac{1}{1} \left[ -2p^2g - 2r_1^2g_1 - R_2r_2 + 2q^2g + \right. \\ \left. + 2s_1^2g_1 + S_2s_2 \right] \quad (102)$$

und hieraus, nach dem Früheren, die grösste positive Verticalscheerkraft

$$^a V_{\max} = \frac{1}{1} \left[ -2(p^2+r_1^2)e - R_2r_2 + 2(q^2+s_1^2)(e+v) + \right. \\ \left. + S_2s_2 \right], \quad (103)$$

wobei der Druck  $R_2$  ein Minimum, also der linke Seitenträger entlastet und der Druck  $S_2$  ein Maximum, also der rechte Seitenträger vollbelastet sein muss und die grösste negative Verticalscheerkraft

$$^a V_{\min} = \frac{1}{1} \left[ -2(p^2+r_1^2)(e+v) - R_2r_2 + 2(q^2+s_1^2)e + \right. \\ \left. + S_2s_2 \right], \quad (104)$$

wobei der Druck  $R_2$  ein Maximum, also der linke Seitenträger vollbelastet und der Druck  $S_2$  ein Minimum, also der rechte Seitenträger entlastet sein muss.

Für einen Schnitt  $\alpha\beta$  durch ein beliebiges Feld des hervorragenden Trägertheiles AA, welcher am äussersten Ende die Last  $R_1$ , links von dem Schnitte die Last  $R' = (r_2 - 2r_1)g_1$  mit dem Abstände  $r'$  ihrer Resultante von dem

Stützpunkte A aufzunehmen hat, s. Textfig. 35, ergibt sich aus Gleichung (80) das Angriffsmoment

$$^a M = R_2(r_2 - a) - (r_2 - 2r_1)(r' - a)g_1, \quad (105)$$

mithin das grösste positive Angriffsmoment

$$^a M_{\max} = R_1(r_2 - a) - (r_2 - 2r_1)(r' - a)e, \quad (106)$$

wobei der Druck  $R_1$  möglichst gross, also der linke Seitenträger vollbelastet sein muss, und das grösste negative Angriffsmoment

$$^a M_{\min} = R_2(r_2 - a) - (r_2 - 2r_1)(r' - a)(e + v), \quad (107)$$

wobei der Druck  $R_2$  möglichst klein, also der linke Seitenträger entlastet sein muss.

Die in demselben Schnitt entstehende Verticalscheerkraft ist, wenn in Gleichung (82) der Werth für  $R$ , eingeführt wird,

$$^a V = -R_2 - (r_2 - 2r_1)g_1, \quad (108)$$

mithin die grösste positive Verticalscheerkraft

$$^a V_{\max} = -R_1 - (r_2 - 2r_1)e, \quad (109)$$

wobei der Druck  $R_1$  möglichst klein, also der linke Seitenträger entlastet sein muss, und die grösste negative Verticalscheerkraft

$$^a V_{\min} = -R_2 - (r_2 - 2r_1)(e + v), \quad (110)$$

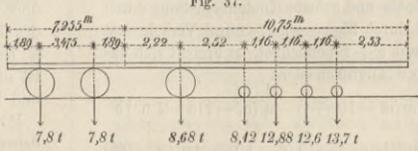
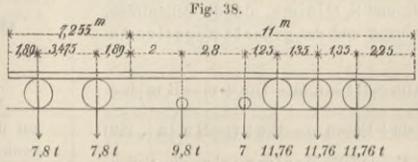
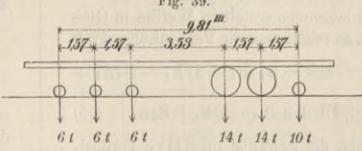
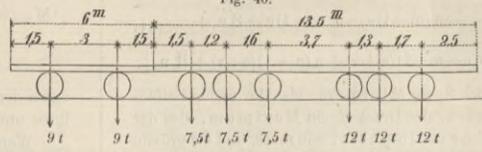
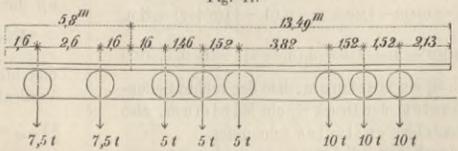
wobei der Druck  $R_2$  möglichst gross, also der linke Seitenträger vollbelastet sein muss.

B. Belastungen der Parallel-Balkenbrücken.

1) Belastungen der Eisenbahnbrücken.

a) Bewegte Belastung.

$\alpha$ ) Einzellasten und Lastvertheilung der schwersten Fahrbetriebsmittel der Eisenbahnen in t und m.

Bezeichnung der Fahrzeuge	Gewicht t	Radstände und Vertheilung des Gewichts auf die Achsen	
Semmering-Locomotive . . . . . Offene Lastwagen . . . . .	56 15,6	Fig. 37. 	
	Tender-Locomotive . . . . . Offene Lastwagen . . . . .	52,08 15,6	Fig. 38. 
Güterzugs-Locomotive der Rheinischen Bahn . . . . . Tender . . . . .		38 18	Fig. 39. 
	Württembergische Güterzugs-Maschine . . . . . Tender . . . . . Güterwagen . . . . .	36 22,5 18	Fig. 40. 
Bayerische Güterzugs-Locomotive . . . . . Tender . . . . . Kohlenwagen . . . . .		30 15 15	Fig. 41. 

Im Dienststande und bei voller Belastung

Druck je eines Räderpaares oder je einer Achse

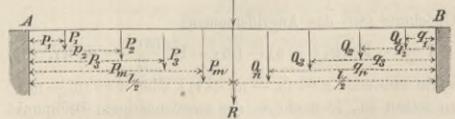
$\beta$ ) Gleichförmig vertheilte Belastung.

Bezeichnen bei der ungünstigsten Laststellung eines Eisenbahnzuges

$P_1, P_2, \dots, P_m$  die Achsenlasten links von der Brückenmitte,  $p_1, p_2, \dots, p_m$  deren Abstände von dem linken Auflager,  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  die Achsenlasten rechts von der Brückenmitte,  $q_1, q_2, \dots, q_n$  deren Abstände von dem rechten Auflager und  $R$  die in der Brückenmitte, also in den Abstände  $\frac{1}{2}$  von beiden Auflagern wirkende Einzellast, so ist mit Bezug auf Textfig. 42 diejenige in der Brückenmitte wirkende Einzellast, welche dort dasselbe Angriffsmoment hervorbringt, wie sämmtliche auf der Brücke befindlichen un-

gleichen und ungleich vertheilten Einzellasten,

Fig. 42.



$$G = \frac{2}{1} (P_1 p_1 + P_2 p_2 + \dots + P_m p_m + R \frac{1}{2} + Q_1 q_1 + Q_2 q_2 + \dots + Q_n q_n) - \frac{2}{1} (\Sigma P p + R \frac{1}{2} + \Sigma Q q). \quad (111)$$

Hieraus erhält man diejenige gleichförmig und stetig über die ganze Brücke vertheilte Aequivalentbelastung, welche in der Brückenmitte dasselbe Angriffsmoment hervorbringt, wie die daselbst wirkende Einzellast G

$$g_1 = 2 \frac{G}{l} = \frac{4}{l^2} (\Sigma Pp + R \frac{l}{2} + \Sigma Qq). \quad (112)$$

*Beispiel.* Für einen Zug aus drei in Textfig. 11 dargestellten Semmering-Locomotiven von je 56 t, wovon die beiden vorderen Brust an Brust stehen, ergibt sich für den Drehpunkt in der Brückenmitte die ungünstigste Laststellung aus der Bedingung (19), worin  $\frac{P}{a} = \frac{82,32}{15} = 5,488$  t und  $\frac{Q}{b} = \frac{72,80}{15} = 4,852$  t für den m beträgt. Diejenige in der Brückenmitte wirkende Einzellast, welche hier dasselbe Angriffsmoment erzeugt wie sämtliche Einzellasten zusammen, ist, wenn die Momente gleicher Achsenlasten zusammengefasst werden, mit Bezug auf Textfig. 11 nach Gleichung (111)

$$G = \frac{2}{30} \left[ 12,6(13,84 + 6,46 + 5,41) + 13,72(12,68 + 7,62 + 6,57) + 12,88(15 + 5,3 + 4,25) + 8,12(13,84 + 4,14 + 3,09) + 8,68(1,62 + 11,32 + 0,57) \right] = 86,477 \text{ t,}$$

mithin nach Gleichung (112) die derselben entsprechende, zur angenäherten Berechnung der Angriffsmomente geeignete, gleichförmig vertheilte Belastung

$$g_1 = \frac{2 \cdot 86,477}{30} = 5,675 \text{ t.}$$

Bezeichnen bei der den grössten Auflagerdruck erzeugenden Stellung eines Eisenbahnzuges

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  die Achsenlasten auf der ganzen Brücke,  $q_1, q_2, \dots, q_n$  deren Abstände von dem rechten Auflager, so ist der durch diese ungleichen und ungleich vertheilten Achsenlasten erzeugte linke Auflagerdruck

$$A = \frac{1}{l} (Q_1 q_1 + Q_2 q_2 + \dots + Q_n q_n) = \frac{1}{l} \Sigma Qq. \quad (113)$$

Hieraus erhält man diejenige gleichförmig und stetig über die ganze Brücke vertheilte Aequivalentbelastung, welche denselben Auflagerdruck, also auch die am Auflager stattfindende grösste Verticalscheerkraft hervorbringt,

$$g_2 = \frac{2}{l} A = \frac{2}{l^2} \Sigma Qq. \quad (114)$$

*Beispiel.* Für einen Zug aus drei in Textfig. 16 dargestellten Semmering-Locomotiven, welche sämtlich nach der Fahrrichtung stehen, ergibt sich aus Gleichung (113), wenn die Momente der gleichen Achsenlasten zusammengefasst werden, der Auflagerdruck

$$A = \frac{1}{30} \left[ 12,6(28,8 + 18 + 7,3) + 12,88(27,7 + 16,8 + 6,2) + 8,12(26,5 + 15,7 + 5) + 8,68(24 + 13,2 + 2,5) + 13,72(30 + 19,2 + 8,5) \right] = 95,14 \text{ t,}$$

mithin nach Gleichung (114) die demselben entsprechende, zur Berechnung der Verticalscheerkräfte geeignete, auf den m gleichförmig vertheilte Belastung

$$g_2 = 2 \frac{95,14}{30} = 6,343 \text{ t,}$$

welches also den oben gefundenen Werth  $g_1$ , um die auf den m gleichförmig vertheilte Last  $g_2 - g_1 = 6,343 - 5,675 = 0,668$  t übertrifft.

Für einen Zug aus drei in Textfig. 37 dargestellten Semmering-Locomotiven von je 56 t und zweiachsigen Lastwagen von je 15,6 t Gewicht ergeben sich für nachstehende Spannweiten die beiden, zur Berechnung der grössten Angriffsmomente und grössten Verticalscheerkräfte dienenden, gleichförmig vertheilten Belastungen eines Geleises

Spannweite in m	Gleichförmige Verkehrsbelastung zur Bestimmung der		Spannweite in m	Gleichförmige Verkehrsbelastung zur Bestimmung der	
	Angriffsmomente <sup>1)</sup> in t für m	Vertikalkräfte <sup>2)</sup> in t für m		Angriffsmomente <sup>1)</sup> in t für m	Vertikalkräfte <sup>2)</sup> in t für m
10	7,960	8,695	70	4,110	4,634
15	6,190	7,886	75	3,990	4,474
20	6,090	7,150	80	3,870	4,425
25	5,747	6,532	85	3,765	4,306
30	5,675	6,343	90	3,660	4,222
35	5,490	6,000	95	3,565	4,116
40	5,250	5,800	100	3,470	3,970
45	5,000	5,511	110	3,317	3,863
50	4,830	5,321	120	3,178	3,775
55	4,605	5,090	130	3,049	3,669
60	4,380	4,883	140	2,932	3,514
65	4,245	4,800	150	2,835	3,389

1) u. 2) Vgl. Anmerk. 1 u. 2 in der nächsten Spalte.

Für zwischenliegende Spannweiten sind die zugehörigen Belastungen durch Interpolation zu ermitteln. Für einen Zug aus drei, in Textfig. 38 dargestellten Tenderlocomotiven von je 52,08 t und zweiachsigen Lastwagen von je 15,6 t Gewicht ergeben sich für nachstehende Spannweiten die beiden, zur Berechnung der grössten Angriffsmomente und grössten Verticalscheerkräfte dienenden gleichförmig vertheilten Belastungen eines Geleises

Spannweite in m	Gleichförmige Verkehrsbelastung zur Bestimmung der		Spannweite in m	Gleichförmige Verkehrsbelastung zur Bestimmung der	
	Angriffsmomente <sup>1)</sup> in t für m	Vertikalkräfte <sup>2)</sup> in t für m		Angriffsmomente <sup>1)</sup> in t für m	Vertikalkräfte <sup>2)</sup> in t für m
10	6,770	7,577	70	3,830	4,200
15	5,470	7,066	75	3,720	4,138
20	5,353	6,300	80	3,610	4,037
25	5,150	5,762	85	3,520	3,915
30	5,170	5,333	90	3,430	3,888
35	4,916	5,286	95	3,340	3,789
40	4,650	5,000	100	3,250	3,718
45	4,580	4,889	110	3,100	3,663
50	4,430	4,798	120	2,970	3,566
55	4,250	4,618	130	2,850	3,461
60	4,100	4,483	140	2,740	3,357
65	3,965	4,307	150	2,650	3,225

Nach der österreichischen Ministerial-Verordnung, betr. die bei Erbauung eiserner Brücken zu beobachtenden Sicherheitsrücksichten, vom 30. Aug. 1870, beträgt die in Oesterreich anzunehmende kleinste, zufällige Belastung bei

1 m Spannweite 20 t
2 " " 15 "
5 " " 10 "
20 " " 5 "
30 " " 4 "

für den m Geleise, wobei für dazwischen fallende Spannweiten zu interpoliren ist.<sup>3)</sup>

**b) Eigengewicht.**

*a) Annäherungsverthe.*

Bezeichnet p das Eigengewicht der Brückenträger und der Brückenbahn für die Längeneinheit, l die Stützweite, c und f für Parallelträger mit gegliederten Wandungen constante Erfahrungscoefficienten, so ist allgemein

$$p = cl + f. \quad (115)$$

1) Für Brücken schwerster Construction <sup>4)</sup> von 10 bis 100 m Stützweite ist

$$p = 0,03 \text{ l}^m + 0,8 \text{ t Gesamtgewicht} \quad (116)$$

und

$$p^1 = 0,03 \text{ l}^m + 0,4 \text{ t Eisengewicht} \quad (117)$$

2) für Brücken mittlerer Construction <sup>5)</sup> bei einer Anpruchnahme des qem von 0,8 t bei den Hauptträgern und von 0,6 t bei den Fahrbahntheilen

$$p = 0,03 \text{ l}^m + 0,55 \text{ t} \quad (118)$$

3) für Brücken leichtester Construction von 10 bis 60 m Stützweite

$$p^1 = 0,025 \text{ l}^m + 0,375 \text{ t Eisengewicht} \quad (119)$$

*β) Genauere Werthe.*

Mit Berücksichtigung der Constructionssysteme sowie Bahngattungen, mit Zugrundelegung einer Belastung durch Locomotiv- und Lastwagen der ungarischen Staatsbahn und unter Annahme einer zulässigen Materialspannung des qem von 700 kg hat J. Seefehlner i. J. 1874 genauere Eigengewichte eiserner Eisenbahnbrücken berechnet<sup>6)</sup>, jedoch später mit Berücksichtigung der Schwingungsfestigkeit unter fol-

1) Die vorderste Locomotive ist bei dieser Berechnung rückwärts stehend angenommen. Vgl. L. Schmidt, Allg. Bauzeitung. Wien 1866. S. 27 ff.

2) Die drei Locomotiven sind bei dieser Berechnung vorwärts stehend und der Zug bis zu dem Auflager vorgerückt angenommen, sodass er die ganze Brücke bedeckt.

3) Vgl. Ztschr. d. österr. Arch.- u. Ing.-Vereins. Wien 1870. S. 222.

4) Nach J. W. Schwedler. Vgl. Ztschr. f. Bauw. Berlin 1865. S. 331.

5) Vgl. Schmidt a. a. O. S. 43.

6) Vgl. J. Seefehlner, Tabelle zur Berechnung der Eigen-

genden Annahmen umgerechnet. Die Belastung besteht in einem Eisenbahnzug aus drei Locomotiven und angehängten Lastwagen mit nachstehenden Radständen und Achsendrücken:

Fahrzeugsart	Gegenstand	Gebirgsbahn	Hügel-landbahn	Thalbahn	Schmal-spurbahn	
Locomotive	Radstände	130 115 115	158 158	173 127	210 210	cm
	Achsen-drücke	11750 12000 12250 12000	11850 12300 11850	7300 7300 7300	4500 4500	kg
	Tender	158 158	158 158	180	150	cm
	Achsen-drücke	10000 10000 10000	10000 10000 10000	7500 7500 7500	4000 4000	kg

Wird das Gewicht der Gurten und Stäbe der Hauptträger (Träger) und der Brückenbahnteile mit Einschluss der Windkreuze (Bahn) von einander getrennt, so ergeben sich für den m Geleise nachstehender Brückengattungen folgende Gewichte in kg.<sup>1)</sup>

1. Gitterbrücken.

Lichtweite m	Fahrbahn oben								Fahrbahn unten							
	Gebirgsbahn		Hügel-landbahn		Thalbahn		Schmal-spurbahn		Gebirgsbahn		Hügel-landbahn		Thalbahn		Schmal-spurbahn	
	Träger	Bahn	Träger	Bahn	Träger	Bahn	Träger	Bahn	Träger	Bahn	Träger	Bahn	Träger	Bahn	Träger	Bahn
6	498	73	442	70	381	43	347	61	501	333	460	318	396	302	395	298
8	516	76	463	82	404	70	396	52	524	348	471	331	411	306	421	301
10	538	104	509	89	425	88	410	69	581	360	504	346	432	324	450	309
12	610	148	550	143	457	153	455	97	699	376	540	361	459	345	481	334
14	659	187	585	166	479	159	508	134	832	390	581	376	530	359	510	347
16	687	282	622	259	549	217	550	201	988	412	610	397	584	398	569	364
18	730	289	645	261	564	249	572	238	1098	440	654	424	612	401	597	388
20	774	300	657	280	598	264	586	250	1211	465	662	450	641	418	616	409

2) Belastungen der Strassenbrücken.

a) Verkehrslasten.

a) Einzellasten und Lastvertheilung der schwersten Strassenfahrwerke<sup>2)</sup> in t und m.

Bezeichnung der Fahrwerke	Gewicht t	Radstände und Lastvertheilung auf die Achsen und Hufe
1. Schwerstes Frachtfuhrwerk . . . . .	18	
Bespannung mit sechs Pferden . . . . .	1,3	
2. Schweres Landfuhrwerk . . . . .	10	
Bespannung mit vier Pferden . . . . .	1,2	

β) Gleichförmig vertheilte Belastung.

Je nach der Dichtigkeit eines Menschengedränges kommen auf 1 qm 5 bis 6 Mann, mithin — wenn das Gewicht eines Mannes zu 70 kg angenommen wird — 350 bis 420 kg auf den qm Brückenbahn.

Die Annahmen, welche man in verschiedenen Ländern für die gleichförmig vertheilte Belastung von Strassenbrücken macht, sind verschieden und betragen für den qm in den Vereinigten Staaten von Nordamerika 366 bis 610,

gewichte eiserner Brücken-Constructionen für Bahnen, Budapest 1874, auszugweise in: Heinzerling, Die angreifenden und widerstehenden Kräfte der Brücken- und Hochbau-Constructionen. Zweite Auflage. S. 27—30.

1) Vgl. Deutsche Bauzeitung 1878. S. 438 u. 439.  
2) Vgl. Laissle und Schübler. Stuttgart 1869. S. 105.

2. Fachwerkbrücken mit dem Stabsysteme des gleichschenkligen Dreiecks.

Lichtweite m	Fahrbahn oben						Fahrbahn unten					
	Gebirgsbahn		Hügel-landbahn		Thalbahn		Gebirgsbahn		Hügel-landbahn		Thalbahn	
	Träger	Bahn	Träger	Bahn	Träger	Bahn	Träger	Bahn	Träger	Bahn	Träger	Bahn
10	580	104	519	89	405	58	593	360	538	326	456	328
15	647	247	586	192	441	156	689	401	597	381	538	337
20	730	300	649	280	533	267	758	465	681	450	564	349
25	836	435	690	397	556	338	847	482	704	469	599	360
30	995	452	774	415	661	352	1002	492	876	484	684	374
35	1131	470	896	430	728	379	1154	505	980	490	769	387
40	1270	482	1029	452	843	390	1262	509	1074	501	865	401
45	1394	501	1188	490	934	402	1385	514	1210	509	947	410
50	1575	519	1369	514	1002	424	1575	519	1369	514	1002	424
60	1793	558	1634	521	1247	460	1793	558	1634	521	1247	460
70	2062	580	1943	550	1404	475	2062	580	1943	550	1404	475
80	2449	601	2296	565	1652	486	2449	601	2296	565	1652	486

3. Fachwerkbrücken mit dem Stabsysteme des rechtwinkligen Dreiecks.

Lichtweite m	Fahrbahn oben						Fahrbahn unten					
	Gebirgsbahn		Hügel-landbahn		Thalbahn		Gebirgsbahn		Hügel-landbahn		Thalbahn	
	Träger	Bahn	Träger	Bahn	Träger	Bahn	Träger	Bahn	Träger	Bahn	Träger	Bahn
10	709	89	633	76	456	51	725	277	666	268	557	244
15	791	210	716	161	539	130	842	341	729	287	656	261
20	893	277	794	254	651	235	926	396	832	291	689	276
25	1022	401	843	363	679	302	1035	424	860	384	741	309
30	1216	433	946	388	808	324	1224	447	1071	403	836	336
35	1383	450	1095	401	889	349	1410	460	1199	422	940	358
40	1552	464	1331	424	1030	356	1542	471	1312	440	1057	372
45	1704	487	1500	455	1141	389	1693	487	1481	455	1162	391
50	1925	499	1673	463	1223	403	1925	499	1673	463	1223	403
60	2291	503	1997	507	1324	430	2291	503	1997	507	1324	430
70	2520	544	2375	531	1716	452	2520	544	2375	531	1716	452
80	2992	585	2806	558	2019	463	2992	585	2806	558	2019	463

i. M. 488 kg, in Frankreich 400 kg, in Deutschland 360 bis 560, i. M. 400 kg.

Nimmt man die Breite der unter 2. a angeführten Strassenfuhrwerke zu bezw. 2,5 und 2 m an, so ergibt sich die Belastung des qm wie folgt:

Ordn.-Nr.	Bezeichnung des Fuhrwerks	Gewicht t	Länge m	Breite m	Belastung des qm kg
1	Schwerstes Frachtfuhrwerk . . . . .	24	8,8	2,5	1090
2	Schweres Landfuhrwerk . . . . .	12	7,5	2,0	800

Wird die Bespannung mit in Rechnung gezogen, so vermindert sich die Belastung des qm wie folgt:

Ordn.-Nr.	Bezeichnung des Fuhrwerks	Gewicht t	Länge m	Breite m	Belastung des qm kg
1	Schwerstes Frachtfuhrwerk mit 6 Pferden . . . . .	25,8	19,0	2,5	521
2	Schweres Landfuhrwerk mit 4 Pferden . . . . .	13,2	14,5	2,0	455

welche letztere ohngefähr mit der Belastung des qm durch Menschengedränge übereinstimmt.

**b) Ruhende Belastung.**

Bezeichnet p das Gewicht der Brückenträger und Brückenbahn für die Längeneinheit, l die Stützweite, c und f für Parallelträger mit gegliederten Wandungen constante Erfahrungscoefficienten, so ist allgemein

$$p = cl + f. \dots \dots (120)$$

Für den m Gesamtgewicht eiserner Strassenbrücken von 5,5 m Fahrbahnbreite, l m Fussbahnbreite, also 7,5 m Gesamtbreite l), ist

1) bei Anwendung von 0,2 m starker Beschotterung  
 $p = 0,042 l^m + 3,6 t$  Gesamtgewicht . (121)

und

$$p' = 0,042 l^m + 0,9 t \text{ Eisengewicht,}$$

2) bei Anwendung von doppelter eichener Bedielung  
 $p = 0,028 l^m + 1,3 t$  Gesamtgewicht . (122)

und

$$p' = 0,028 l^m + 0,6 t \text{ Eisengewicht.}$$

**C. Die kleinsten Widerstandsmomente, Vertical- und Horizontalwiderstände.**

Die Hauptträger der gegliederten Parallelbalkenbrücken erhalten durchbrochene, die Quer- und Längsträger derselben meist geschlossene Querschnitte, wonach die Ausdrücke für die Widerstandsmomente, Vertical- und Horizontalwiderstände verschiedene Formen annehmen.

**a) Träger mit geschlossenem Querschnitt.**

Bezeichnet t das Trägheitsmoment eines geschlossenen Trägerquerschnittes,

z } die grösste zulässige { Zugspannung } der äussersten  
 d } { Druckspannung } Faserschichten,  
 $a_z$  } den Abstand der { gezogenen } Faserschichte von der  
 $a_d$  } { am meisten } { gedrückten } neutralen Achse,  
 so ist für Träger mit geschlossenem Querschnitte das Widerstandsmoment

$$W M = \begin{cases} \text{entweder } \frac{z}{a_z} t \\ \text{oder } \frac{p}{a_d} t \end{cases}, \dots \dots (123)$$

worunter das mit dem kleineren Quotienten  $\frac{z}{a_z}$  oder  $\frac{d}{a_d}$  behaftete Product zu wählen ist. Nur wo sich, wie bei manchen Schmiedeisen- oder Stahlsorten,  $z = d$  setzen lässt und der Querschnitt, wie dies bei den meisten Schmiedeisen- oder Stahlträgern geschieht, zu ihrer neutralen Achse symmetrisch angenommen wird, ist es gleichgültig, aus welchem von beiden Werthen das Widerstandsmoment berechnet wird. Ist, wie bei Trägern mit zu ihrer neutralen Achse unsymmetrischen Querschnitten, das Trägheitsmoment t auf eine andere, zu jener neutralen Achse parallele Achse mit dem Abstände i zu beziehen und der Flächeninhalt des ganzen Querschnittes heisst f, so ist das auf die letztere Achse bezogene, reducirte Trägheitsmoment

$$t_r = t + f \cdot i^2. \dots \dots (124)$$

Wird ein Träger aus zwei Theilen mit den Querschnitten  $f_1$  und  $f_2$  und mit den auf die Trägerachse bezogenen Trägheitsmomenten  $t_1$  und  $t_2$  zusammengesetzt, so erhält man den ganzen Flächeninhalt

$$f = f_1 + f_2 \dots \dots (125)$$

und das ganze Trägheitsmoment

1) Vgl. Hartwich, Erweiterungsbauten der Rheinischen Eisenbahn. Berlin 1867. III. S. 111.

$$t = t_1 + t_2 \dots \dots (126)$$

des zusammengesetzten Querschnittes.

Unter die beim Bau der eisernen Parallelbalkenbrücken zumeist vorkommenden geschlossenen Querschnitte gehören der rechteckige, winkelförmige und T-förmige, der I-, C- und Z-förmige, während die übrigen vorkommenden, zusammengesetzten Querschnitte meist aus Platten und Winkelisen bestehen.

**a) Rechteckiger Querschnitt.**

Für den rechteckigen Querschnitt von der Breite b und der Höhe h ist  $a_z = a_d = \frac{h}{2}$  und mit Bezug auf seine neutrale Achse sein Trägheitsmoment

$$t = \frac{1}{12} b h^3, \dots \dots (127)$$

mithin das in seinem Widerstandsmoment enthaltene Biegemoment

$$\frac{t}{h} = \frac{1}{6} b h^2. \dots \dots (128)$$

Wird das auf seine eigene neutrale Achse bezogene Trägheitsmoment t des rechteckigen Querschnittes — wie dies bei Berücksichtigung von Nietlöchern häufig vorkommt — auf die zu seiner neutralen Achse parallele neutrale Achse des Gesamtquerschnittes mit dem Abstände i bezogen, so ergibt sich aus Gleichung (124) und (127) sein reducirtes Trägheitsmoment

$$t_r = \frac{1}{12} b h^3 + b h \cdot i^2 \dots \dots (129)$$

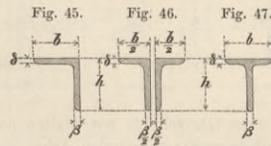
und, wenn dasselbe auf seine Basis bezogen wird, in welchem Falle  $i = \frac{h}{2}$  zu setzen ist,

$$t_r = \frac{1}{3} b h^3. \dots \dots (130)$$

**β) Γ-, T- und Π-förmiger Querschnitt.**

Mit Bezug auf Textfig. 45, 46 und 47 ergeben sich die Abstände der neutralen Achsen aller dieser Querschnitte von den obersten und von den untersten Fasern bezw.

$$a = \frac{1}{2} \frac{\beta h^2 + (b - \beta) \delta^2}{\beta h + (b - \beta) \delta} \text{ und } h - a \dots (131)$$

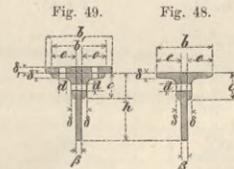


und mit Benutzung dieser Werthe aus Gleichung (130) die zugehörigen Trägheitsmomente

$$t = \frac{1}{3} \left[ \beta (h - a)^2 + b a^2 - (b - \beta) (a - \delta)^2 \right], (132)$$

welche in Gleichung (123) einzuführen sind. Ferner erhält man die Querschnittsfläche

$$f = \beta h + (b - \beta) \delta. \dots \dots (133)$$



Wird der T-förmige Querschnitt aus einer Platte nebst zwei Winkeln zusammengesetzt, s. Textfig. 48, so ergeben sich mit Bezug auf die Bezeichnungen der Figur die Abstände der neutralen Achse von der obersten und untersten Faser bezw.

$$a = \frac{1}{2} \frac{\beta h^2 + 2 \delta c^2 + (b - \beta - 2 \delta) \delta^2}{\beta h + \delta (b - \beta + 2(c - \delta))} \text{ und } h - a (134)$$

und mit Benutzung dieser Werthe das Trägheitsmoment

$$t = \frac{1}{3} \left[ b a^2 - (b - \beta - 2 \delta) (a - \delta)^2 + \beta (h - a)^2 + 2 \delta (c - a)^2 \right] (135)$$

und mit Berücksichtigung eines Nietloches vom Durchmesser  $d$

$$t_1 = t - \left[ \frac{(\beta + 2\delta)d^3}{12} + (\beta + 2\delta)d \cdot i^2 \right], \quad (136)$$

worin  $i = a - \frac{1}{2}(c - d)$  zu setzen ist. Die Querschnittsfläche beträgt bezw.

$$f = \beta h + (b - \beta)\delta + 2(c - d)\delta \quad (137)$$

und

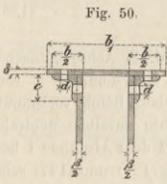
$$f_1 = f - (\beta + 2\delta)d \quad (138)$$

Kommt hierzu noch eine Platte von der Breite  $\beta_1$  und Dicke  $\delta_1$ , s. Textfig. 49, so beträgt das Trägheitsmoment dieser Platte, nach Abzug der Nietlöcher mit dem Durchmesser  $d$ ,

$$t_2 = \frac{1}{3}(b_1 - 2d)\left((a + \delta_1)^2 - a^2\right) \quad (139)$$

und deren Flächeninhalt

$$f_2 = (b_1 - 2d)\delta_1 \quad (140)$$



Werden die Werthe  $t_1$  und  $t_2$  sowie  $f_1$  und  $f_2$  zusammengezählt, so erhält man nach Gleichung (126) das Trägheitsmoment und nach Gleichung (125) den Flächeninhalt des ganzen nutzbaren Querschnittes. Die Gleichungen (134) bis (140) gelten auch für den  $\Pi$ -förmigen Querschnitt, s. Textfig. 50.

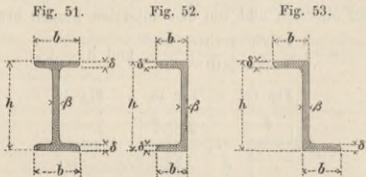
γ) I-, □- und Z-förmiger Querschnitt.

Sind diese Querschnitte, wie gewöhnlich, zu ihrer neutralen Achse symmetrisch, so erhält man, mit Bezug auf Textfig. 51, 52 u. 53, aus Gleichung (127) ihre Trägheitsmomente

$$t = \frac{1}{12} [bh^3 - (b - \beta)(h - 2\delta)^3] \quad (141)$$

und ihre Querschnittsflächen

$$f = \beta h + 2(b - \beta)\delta \quad (142)$$

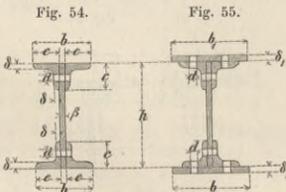


Werden diese Querschnitte aus Platten und Winkelisen — ebenfalls zu ihrer neutralen Achse symmetrisch — zusammengesetzt, so ergeben sich mit Bezug auf Textfig. 54 deren Trägheitsmomente

$$t = \frac{1}{12} [bh^3 - (b - \beta - 2d)(h - 2\delta)^3 - 2\delta(h - 2c)^3] \quad (143)$$

und deren Querschnittsflächen

$$f = \beta h + 2(b - \beta)\delta + 4(c - d)\delta \quad (144)$$



und mit Berücksichtigung der Nietlöcher von dem Durchmesser  $d$  aus Gleichung (124), worin  $i = \frac{1}{2}(h - c - d)$  zu setzen ist,

$$t_1 = t - 2 \left[ \frac{(\beta + 2\delta)d^3}{12} + \frac{(\beta + 2\delta)d(h - c - d)^2}{4} \right] \\ = t - d \left( \beta + 2\delta \right) \left( \frac{d^2}{6} + \frac{(h - c - d)^2}{2} \right) \quad (145)$$

und

$$f_1 = f - 2(\beta + 2\delta)d \quad (146)$$

Erhalten diese Querschnitte oben und unten zwei gleiche Horizontalplatten von der Breite  $b_1$  und der Dicke  $\delta_1$ , s. Textfig. 55, so beträgt das Trägheitsmoment dieser Platten nach Abzug von  $n$  Nietlöchern mit dem Durchmesser  $d$

$$t_2 = \frac{b_1 - nd}{12} [(h + 2\delta_1)^3 - h^3] \quad (147)$$

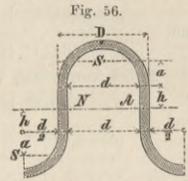
und deren Flächeninhalt

$$f_2 = 2(b_1 - nd)\delta_1 \quad (148)$$

worin für den I-förmigen und für den □- oder Z-förmigen Querschnitt bezw.  $n = 2$  und  $n = 1$  zu setzen ist. Werden die Gleichungen (145) und (147) sowie (146) und (148) vereinigt, so ergibt sich nach Gleichung (126) das gesammte Trägheitsmoment und nach Gleichung (125) der gesammte nutzbare Flächeninhalt der auf diese Weise zusammengesetzten Querschnitte.

Unter der beim Bau eiserner Strassenbrücken zur Unterstützung ihrer Fahrbahn mit vergleichsweise grossem ökonomischen Vortheil zu verwendenden Träger gehören die verzinkten Wellenbleche und die gewalzten Belageisen (Zores-Eisen).

Die tragfähigeren Wellenbleche sind die höheren, mit theilweise geraden Wandungen hergestellten Trägerwellenbleche, s. Textfig. 56, deren Widerstandsmoment — mit Bezug auf Gleichung (123) und die Bezeichnungen dieser Figur —



$$WM = \frac{k}{h + \frac{D}{2}} \left[ \frac{\pi}{64} (D^4 - d^4) + \frac{h}{3} (D^3 - d^3) + \frac{\pi h^2}{4} (D^2 - d^2) + \frac{2h^3}{3} (D - d) \right] \quad (149)$$

ist <sup>1)</sup>, worin  $k$  von den beiden zulässigen Anspruchnahmen  $z$  und  $d$  die kleinere bedeutet. Hierunter sind diejenigen als die relativ tragfähigsten zu bezeichnen, deren halbe Wellenbreite  $D$  zur Wellenhöhe  $D + 2h$  sich verhält, wie 1 : 3. Wird  $2h = 0$ , so ergibt sich das Widerstandsmoment der niedrigen Wellenbleche

$$WM = \frac{k}{D} \cdot \frac{\pi (D^4 - d^4)}{32} \quad (150)$$

Die der Firma Hein, Lehmann & Co. patentirten Trägerwellenbleche haben folgende Nummern, Breiten der halben Welle  $b = \frac{D}{2} + d$ , Tiefen  $t = \frac{D+d}{2} + 2h$ , Blechdicken  $\delta = \frac{D-d}{2}$ , Biegemomente  $bM = \frac{t}{a_k}$  einer ganzen Welle in mm und Gewichte  $g$  ihres qm in kg.

Prof.-Nr.	b	t	δ	bM	g
0	45	45	1	1556	12,2
1	45	50	1	1835	13,1
2	45	60	1	2445	14,8
7	45	70	1	3130	16,5
8a	50	80	1	4050	17
8b	50	90	1	4840	18,5
8c	50	80	1 1/2	6040	25,5
8d	50	90	1 1/2	7300	27,7
9	50	80	2	8000	34
9a	50	90	2	9650	37
10	50	80	3	11860	51
10a	50	90	3	14520	55,5
13	50	100	3	17100	61
14	50	100	4	22580	81
15	50	100	5	27980	101

Die von L. Fr. Buderus & Co. in Neuwied herge-

1) Es beträgt nämlich der Abstand der zur neutralen Achse (N. A.) parallelen, durch den Schwerpunkt S gehenden Schwerlinie des halben Kreisrings (mit den Halbmessern  $R = \frac{D}{2}$  und  $r = \frac{d}{2}$ )

$$a = \frac{4}{3\pi} \cdot \frac{R^3 - r^3}{R^2 - r^2}$$

und der Flächeninhalt des letzteren

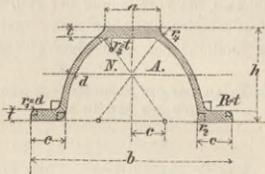
$$\frac{f}{2} = \frac{\pi}{8} (D^2 - d^2),$$

mithin erhält man das Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes

stellten Trägerwellenbleche haben folgende Nummern, Abmessungen und Biegemomente  $b^M = \frac{t}{a_k}$  in mm, Trägergewichte  $g$  des qm und zulässige Belastungen  $q$  auf 1 m freiliegende Länge bei 1 m Breite in kg.

Prof.-Nr.	b	t	$\delta$	$b^M$	g	q
0	45	45	1-1,5	1550	12	1240
I	45	50	1-1,5	1835	13	1468
II	45	55	1-1,5	2105	14	1700
III	45	60	1-1,5	2440	15	1952
IV	45	65	1-1,5	2760	15,5	2208
V	45	70	1-1,5	3130	16	2504
VI	45	75	1-1,5	3540	16,5	2832
VII	50	60	1,5-3	2617	14,25	1885
VIII	50	65	1,5-3	2980	15	2090
IX	50	70	1,5-3	3330	15,8	2400
X	50	75	1,5-3	3600	16,6	2600
XI	50	80	1,5-3	4050	17,5	2916
XII	50	85	1,5-3	4450	17,7	3204
XIII	50	90	1,5-3	4840	18,4	3490
XIV	50	95	1,5-3	5270	19,5	3795
XV	50	100	1,5-3	5700	20,5	4104
XVI	60	80	3-5	4461	14,64	2680
XVII	60	90	3-5	5385	16,55	3230
XVIII	60	100	3-5	6383	17,50	3830
XIX	60	110	3-5	7405	19,40	5100

Fig. 57.



Die für Belagelisen<sup>1)</sup> aufgestellten deutschen Normalprofile, s. Textfig. 57, haben folgende Profil-Nummern, Abmessungen in mm, Querschnitte  $F$  in qcm, Biegemomente  $b^M = \frac{t}{a_k}$  in em und Gewichte  $g$  des m in kg.

Prof.-Nr.	h	b	a	c	$t=R=r_2$	$d=r_1$	$r_2$	$r_1$	F	g	$b^M$
5	50	120	33	21	5	3	2,5	3,1	6,8	5,3	14,6
6	60	140	38	24	6	3,5	3	3,4	9,5	7,3	23,0
7 1/2	75	170	45,5	28,5	7	4	3,5	3,7	13,4	10,3	40,4
9	90	200	53	33	8	4,5	4	4	17,9	13,8	64,7
11	100	240	63	39	9	5	4,5	4,3	24,2	18,6	106

Hier ist  $r_2 = d - 0,5$  mm;  $r_1 = 0,6 d + 1,3$  mm.

Die neutrale Achse dieser Belagelisen liegt fast genau in deren halber Höhe, sodass die grössten Druck- und Zugspannungen mit hinreichender Genauigkeit einander gleich angenommen werden können.

Bezeichnet  $f$  die von der Verticalscheerkraft beanspruchte, nach Abzug der Niet- oder Bolzenlöcher verbleibende Querschnittsfläche des Trägers und  $v$  die Abschleifungsfestigkeit der Quadratinheit des Trägermaterials, so ist deren kleinster Verticalwiderstand

$$vV_{min} = f \cdot v \dots \dots \dots (151)$$

Ebenso erhält man für die von einer Horizontalkraft beanspruchte, nach Abzug der Niet- oder Bolzenlöcher verbleibende Querschnittsfläche  $f$  des Trägers, wenn  $k$  die zulässige Anspruchnahme der Quadratinheit des Trägermaterials bezeichnet, den kleinsten Horizontalwiderstand

$$vH_{min} = f \cdot k \dots \dots \dots (152)$$

**b) Träger mit durchbrochenem Querschnitt.**

Bezeichnet

$f_z$  den Inhalt des {gezogenen} Querschnittstheiles,  
 $f_d$  {gedrückten}

$$t = 2 \left[ \frac{\pi}{2 \cdot 64} (D^4 - d^4) + \frac{f}{2} (h + a_z)^2 - a^2 + (D - d) \frac{h^3}{2} \right]$$

$$= \frac{\pi}{64} (D^4 - d^4) + \frac{h}{3} (D^3 - d^3) + \frac{\pi h^2}{4} (D^2 - d^2) + \frac{2h^3}{3} (D - d),$$

durch dessen Einführung sich der obige Werth von  $wM$  ergibt.

1) Vgl. Deutsches Normalprofilbuch für Walzeisen, bearbeitet und herausgegeben von Dr. F. Heinzerling und O. Intze. Aachen 1881, S. 11 u. Taf. 6.

$s_z$  den Abstand seines Schwerpunktes von der neutralen  $s_d$  Achse des Trägers und

$c$  den Abstand der Resultanten sämtlicher Zug- und sämtlicher Druckspannungen,

so ist  $f_z s_z c = f_d s_d c = t$ , wenn diese Werthe in Gleichung (123) eingeführt werden, das Widerstandsmoment durchbrochener Querschnitte

$$wM = \begin{cases} \text{entweder } \frac{z}{a_z} f_z s_z \cdot c \\ \text{oder } \frac{d}{a_d} f_d s_d \cdot c \end{cases} \dots \dots (153)$$

wovon wieder der kleinere Werth zu wählen ist.

Ersetzt man  $\left\{ \begin{matrix} f_z \\ f_d \end{matrix} \right\}$  mit der  $\left\{ \begin{matrix} \text{Zugspannung } \frac{z}{a_z} s_z \\ \text{mittleren } \left\{ \begin{matrix} \text{Druckspannung } \frac{d}{a_d} s_d \end{matrix} \right\} \end{matrix} \right\}$

durch eine  $\left\{ \begin{matrix} f_z^c \\ f_d^c \end{matrix} \right\}$  mit der grössten  $\left\{ \begin{matrix} \text{Zugspannung } z \\ \text{constanten } \left\{ \begin{matrix} \text{Druckspannung } d \end{matrix} \right\} \end{matrix} \right\}$ , so ist auch

$$wM = \begin{cases} \text{entweder } z \cdot f_z^c \cdot c \\ \text{oder } d \cdot f_d^c \cdot c \end{cases} \dots \dots (154)$$

worin  $c$  zugleich den Abstand der Schwerpunkte jener Querschnittstheile  $f_z^c$  und  $f_d^c$  bezeichnet.

Für alle zur neutralen Achse symmetrischen Querschnitte von der Höhe  $h$ , dem Flächeninhalte  $f$  und dem Abstände  $s$  der Schwerpunkte ihres gezogenen und gedrückten Theiles ist  $a_z = a_d = \frac{h}{2}$ ,  $f_z = f_d = \frac{f}{2}$  und

$s_z = s_d = \frac{s}{2}$ , mithin das Widerstandsmoment

$$wM = \begin{cases} \text{entweder } z \left\{ \frac{f}{d} \right\} \frac{s}{2} \cdot c \\ \text{oder } \frac{f}{2} \frac{s}{h} \cdot c \end{cases} \dots \dots (155)$$

Für Träger, welche im Verhältnisse zu ihrer Höhe so niedrige Gurten haben, dass der Abstand  $c$  der Resultanten aller Zug- und Druckspannungen mit dem Abstände  $s$  ihrer Schwerpunkte fast zusammenfällt, lässt sich das Widerstandsmoment

$$wM = \begin{cases} \text{entweder } z \left\{ \frac{f}{d} \right\} \frac{s^2}{2} \\ \text{oder } \frac{f}{2} \frac{s^2}{h} \end{cases} \dots \dots (156)$$

und, wenn in jenem Falle der Abstand  $s$  von der Trägerhöhe selbst nur unbedeutend abweicht, das Widerstandsmoment

$$wM = \begin{cases} \text{entweder } z \left\{ \frac{f}{d} \right\} \frac{1}{2} \cdot h \\ \text{oder } \frac{f}{2} \cdot h \end{cases} \dots \dots (157)$$

setzen, von welchen Alternativwerthen stets wieder der kleinere zu wählen ist.

Bezeichnet

$t_z$  das Trägheitsmoment des {gezogenen} Gurtquerschnittes,  
 $t_d$  {gedrückten}  
 $m_z$  das statische Moment des {gezogenen} schnittes,  
 $m_d$  {gedrückten}

so ist das Trägheitsmoment des durchbrochenen Trägerquerschnittes

$$t = t_z + t_d \dots \dots \dots (158)$$

und der Abstand der Resultanten sämtlicher Zug- und sämtlicher Druckspannungen

$$c = \frac{t}{m_z} = \frac{t}{m_d} \dots \dots \dots (159)$$

d. h. gleich dem Quotienten aus dem statischen Momente des Zuggurt- oder Druckgurt-Querschnittes in das Trägheitsmoment des ganzen Trägerquerschnittes.<sup>1)</sup>

Wird mit  $\left\{ \begin{matrix} a_z \\ a_d \end{matrix} \right\}$  der Abstand der äussersten Faserschichten des {Zuggurtes} von dessen neutraler Achse, mit  $h$  die Gesamthöhe des Trägers bezeichnet, während  $f_z f_d$  und  $s_z s_d$  ihre frühere Bedeutung behalten, so ist der Abstand der Gurtschwerpunkte des Trägers

$$s = s_z + s_d = h - (a_z + a_d) \dots \dots (160)$$

und, wenn  $f_z + f_d = f$  gesetzt wird, deren Abstand von der neutralen Achse des Trägers

1) Ein vereinfachtes analytisches sowie ein graphisches Verfahren zur Bestimmung von  $c$  nebst ausführlichem Beispiele findet sich in Abth. I, Heft 1, Seite 14 bis 16 dieses Werkes.

$$s_x = s \frac{f_x}{f} \text{ und } s_d = s \frac{f_d}{f} \dots (161)$$

Sind, wie gewöhnlich, beide Gurtquerschnitte einander gleich und zur neutralen Achse des Trägers symmetrisch, so wird  $a_x = a_d = a$  und  $f_x = f_d = \frac{f}{2}$ , daher  $s = h - 2a$  und  $s_x = s_d = \frac{s}{2}$ .

Der Verticalwiderstand des Trägers mit durchbrochenem Querschnitt ist nach Gleichung (151)

$${}^wV_{\min} = (f_x + f_d) v \dots (162)$$

und dessen Horizontalwiderstand nach Gleichung (152)

$${}^wH = \begin{cases} \text{entweder } f_x \cdot z \\ \text{oder } f_d \cdot d \end{cases} \dots (163)$$

zu setzen.

Unter die beim Bau der eisernen Parallelbalkenbrücken zumeist vorkommenden durchbrochenen Querschnitte gehören der T-, der I-, der +-, der L-, der ][- und der H-förmige.

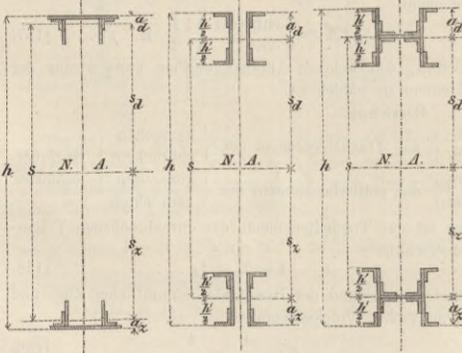
α) Der T- und ][-förmige Querschnitt.

Die Lage der neutralen Achse des T- und ][-förmigen Querschnittes ergibt sich aus Gleichung (134), wenn für den letzteren unter  $\beta$  die Dicke beider Stege verstanden, also die Dicke jedes Steges mit  $\frac{\beta}{2}$  bezeichnet wird. Werden die hierdurch erhaltenen Werthe von  $a_x$  und  $a_d$  in Gleichung (160) eingeführt, so ergibt sich der Werth  $s$  und wenn derselbe nebst den früher berechneten Querschnittsflächen  $f_x$ ,  $f_d$  und  $f$  in die Gleichung (160) eingesetzt wird, der Werth  $s_x$  und  $s_d$ , also die Lage der neutralen Achse des Gesamtquerschnittes, s. Textfig. 58. Soll zur Berechnung des Widerstandsmomentes der Abstand  $c$  aus Gleichung (159) benutzt werden, so sind die auf die neutralen Achsen der Gurtquerschnitte bezogenen Trägheitsmomente nach Gleichung (124) auf die neutrale Achse des Gesamtquerschnittes zu reduciren und die statischen Momente beider Gurtquerschnitte auf dieselbe Achse zu beziehen.

Fig. 58.

Fig. 59.

Fig. 60.



β) Der I- und ][-förmige Querschnitt.

Sind diese Querschnitte von der Höhe  $h'$ , wie gewöhnlich, zu ihrer eigenen neutralen Achse symmetrisch und einander gleich, s. Textfig. 59, so ist  $a_x = a_d = \frac{h'}{2}$  und demnach der Abstand ihrer Schwerpunkte  $s = s_x + s_d = h - (a_x + a_d) = h - h'$ , bestimmt, während die Querschnittsflächen  $f_x = f_d = \frac{f}{2}$ , je nachdem sie einfach oder zusammengesetzt sind, ohne oder mit Berücksichtigung der Nietlöcher, aus den Gleichungen (144), (146) und (148) zu entnehmen und in die Gleichungen (153), (162) und (163) einzuführen sind.

γ) Der +- und H-förmige Querschnitt.

Erhalten diese Querschnitte die Höhe  $h'$  und sind, wie gewöhnlich, zu ihrer eigenen Achse symmetrisch und ein-

ander gleich, s. Textfig. 60, so ist wieder  $a_x = a_d = \frac{h'}{2}$  und demnach der Abstand ihrer Schwerpunkte  $s = s_x + s_d = h - (a_x + a_d) = h - h'$  bestimmt, während die Querschnittsflächen  $f_x = f_d = \frac{f}{2}$ , mögen sie nun einfach oder zusammengesetzt sein, ohne oder mit Berücksichtigung der Nietlöcher, besonders zu ermitteln und in die Gleichungen (153), (162) und (163) einzuführen sind.

D. Die Widerstände der Materialien.

a) Zug- und Druckfestigkeit.

Bedeutet für einen Stab von 1 qcm Querschnitt  $z$  die Zugspannung,  $d$  die Druckspannung, welcher er unter den in nachfolgender Tabelle angegebenen Umständen höchstens ausgesetzt werden darf,

$E$  den Elasticitätsmodul,

$\lambda_z = \frac{z}{E}$  die seiner Zugspannung  $z$  entsprechende Verlängerung,

$\lambda_d = \frac{d}{E}$  die seiner Druckspannung  $d$  entsprechende Verkürzung,

so ergibt sich bei Verwendung der Materialien unter grösstentheils constanter Krafterwirkung und unter dem gewöhnlichen Einflusse der Atmosphärrillen nachstehende

Tabelle der Festigkeit der Baumetalle gegen Zug und Druck des qcm in kg.

Lauf. Nr.	Arten der Metalle	Möglichst lange Dauer									
		Schwache Erschütterungen				Starke Erschütterungen					
		z	d	E	$\lambda_z$	$\lambda_d$	z	d	E	$\lambda_z$	$\lambda_d$
1	Schmiedeeisen	1340	1340	1940	$\frac{1}{1446}$	$\frac{1}{1446}$	670	670	1860	$\frac{1}{2771}$	$\frac{1}{2771}$
2	Eisenblech	1210	—	1700	$\frac{1}{1400}$	—	605	—	1600	$\frac{1}{2667}$	—
3	Stahl . . . .	2000	2000	—	—	—	1000	1000	—	—	—
4	Gussstahl .	3000	3000	—	—	—	1500	1500	—	—	—
5	Gusseisen .	400	1600	—	$\frac{1}{2400}$	$\frac{1}{600}$	—	—	—	—	—

Für die bei den Parallel-Balkenbrücken vorkommenden Holztheile beträgt die grösste zulässige Festigkeit des qcm für Zug und Druck bei Nadelholz  $z = 80$  kg,  $d = 60$  kg und  $E = 120\,000$  kg, bei Eichenholz  $z = 100$  kg,  $d = 75$  kg und  $E = 117\,000$  kg.

Die zulässige Anspruchnahme des oft wiederholten Schwingungen ausgesetzten Eisens — also dessen Schwingungsfestigkeit — lässt sich nach Launhardt in kg und qcm für

$$\text{Schmiedeeisen } s = 800 \left( 1 + \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \dots (164)$$

und

$$\text{Stahl } s = 1200 \left( 1 + \frac{3}{4} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \dots (165)$$

setzen, worin  $S_{\max}$  die grösste und  $S_{\min}$  die kleinste Gesamtspannung eines entweder nur durch Zug oder nur durch Druck beanspruchten Constructionstheiles bezeichnet.

Findet abwechselnd Zug und Druck statt und wird der grössere und der kleinere von beiden bezw. mit  $S_{\max}$  und  $S_{\min}$  bezeichnet, so lässt sich nach Weyrauch<sup>1)</sup> die zulässige Anspruchnahme des qcm in kg für

$$\text{Schmiedeeisen } s = 700 \left( 1 - \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \dots (166)$$

und

$$\text{Stahl } s = 1100 \left( 1 - \frac{5}{11} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \dots (167)$$

setzen. In diesen beiden Gleichungen bezeichnet  $S_{\min}$  die quantitativ kleinste und  $S_{\max}$  die quantitativ grösste Spannung, gleichviel ob erstere Zug oder Druck und letztere bezw. Druck oder Zug bedeutet oder ob das Umgekehrte

1) Vgl. dessen Festigkeit und Dimensionenberechnung der Eisen- und Stahlconstructions etc. Leipzig 1876.

stattfindet, ohne Berücksichtigung eines Vorzeichens nur dem Zahlenwerthe nach einzusetzen.)

**b) Scheerfestigkeit.**

Die zulässige Anspruchnahme des qcm durch Scheerung beträgt durchschnittlich bei

Schmiedeseisen, weich . . . . .	500 kg
desgl., hart . . . . .	900 "
Bestes Nieteisen <sup>2)</sup> . . . . .	800 "
Gusseisen, gute Qualität . . . . .	220 "
desgl., gewöhnliche . . . . .	190 "
Stahl, gehärtet . . . . .	1870 "
desgl., ungehärtet . . . . .	930 "
Gussstahl, gehärtet . . . . .	5000 "
desgl., ungehärtet . . . . .	3330 "

während sie bei Nadel- und Eichenholz parallel zu seiner Faserrichtung bezw. 4 und 7 kg angenommen werden kann.

**c) Knickfestigkeit.**

Auf Knicken sind vorzugsweise die Druckgurten und Druckpfosten der Träger beansprucht. Bezeichnet l die Länge eines solchen Constructionstheiles,

t das Trägheitsmoment seines Querschnittes,

E den Elasticitätsmodul des angewandten Materiales, m einen von der Befestigungsweise des Stabes abhängigen Coefficienten,

N einen Sicherheitscoefficienten, so beträgt diejenige, nach der Längennachse des Stabes wirkende Belastung, welche derselbe mit Sicherheit zu tragen vermag,

$$P = N \cdot m \cdot \frac{E t}{l} \dots \dots \dots (168)$$

Hierin ist für

a) Schmied- oder Walzeisen  $N = \frac{1}{6}$  und  $E = 1900\,000$  kg,

Gusseisen  $N = \frac{1}{8}$  und  $E = 120\,000$  kg,

Holzmaterial  $N = \frac{1}{10}$  und  $E = 120\,000$  kg für den qcm,

b) Festhaltung nur eines Endes  $m_1 = \frac{\pi^2}{4} = 2,467$ ,

drehbare Befestigung beider Enden  $m_2 = 4 m_1 = \pi^2 = 9,868$ ,

Festhaltung beider Enden  $m_3 = 16 m_1 = 4 \pi^2 = 39,472$ ,

c) rechteckigen Querschnitt mit der bezw. grössten und

kleinsten Seite b und h,  $t = \frac{b^3 h^3}{12}$ ,

kreisförmigen Querschnitt mit dem Durchmesser d,

$$t = \frac{\pi \cdot d^4}{64}$$

kreuzförmigen Querschnitt mit den Armen  $H \times b$

$$\text{und } (B + b) \times h, t = \frac{1}{12} (b H^3 + B h^3)$$

zu setzen und hieraus eine Querschnittsdimension des Constructionstheiles zu bestimmen.

Einfacher ist die Berechnung der Stabquerschnitte mittelst Druckäquivalenten. Wird nämlich mit

h die kleinste Querschnittsdimension des Stabes, mit

c ein von dessen Querschnittsform abhängiger Coefficient bezeichnet, so ist die mit zunehmender Schlankheit — also

mit abnehmendem Verhältnisse  $\frac{h}{l}$  — abnehmende zulässige Pressung der Quadrateinheit

$$p = N \cdot E \cdot m \cdot c \left( \frac{h}{l} \right)^2 \dots \dots \dots (169)$$

mithin, wenn P die obige Bedeutung behält, der nutzbare Querschnitt des Stabes

$$f = \frac{P}{p} \dots \dots \dots (170)$$

1) Ueber weitere Anspruchnahmen sowie über Schwingungsfestigkeit überhaupt vgl. Heinzerling, Die angreifenden und widerstehenden Kräfte der Brücken- und Hochbau-Constructionen. Berlin 1876, S. 80—85.

2) Nach der österr. Ministerialverordnung v. 30. Aug. 1870 ist die Scheerfestigkeit des qcm Nietbolzen-Querschnitt zu 600 kg anzunehmen.

Werden die oben zusammengestellten Zahlenwerthe von N, E und m, sowie der bezw. dem rechteckigen, kreisförmigen und kreuzförmigen (aus 5 Quadranten von der Seite  $\frac{h}{3}$  gebildeten) Querschnitt entsprechende Coefficient

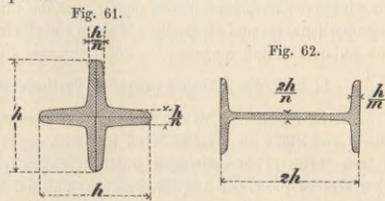
$$c = \frac{1}{12}, c = \frac{1}{16} \text{ und } c = \frac{29}{540} \text{ in Gleichung (169)}$$

eingeführt, so ergeben sich für folgende Werthe von  $\frac{h}{l}$  nachstehende

**Druckäquivalente p auf Knicken beanspruchter Stäbe in kg für den qcm.**

$\frac{h}{l}$	Schmiedeseisen			Gusseisen			Holz				
	□	○	+	□	○	+	□	○	+		
0,126	—	—	670	0,315	—	—	1600	0,217	—	—	75
0,120	—	—	603	0,300	—	—	1443	0,201	—	—	75
0,117	—	—	670	0,292	—	—	1600	0,174	75	56	48
0,110	—	—	590	0,275	—	—	1413	0,150	55	42	36
0,101	670	498	430	0,253	1600	1195	1028	0,125	38	29	25
0,090	527	345	340	0,225	1257	944	813	0,100	25	18	16
0,080	417	312	269	0,200	944	747	642	0,090	20	15	13
0,070	318	239	206	0,175	751	573	490	0,080	16	12	10
0,060	234	176	151	0,150	559	421	362	0,070	12	9	8
0,050	162	122	105	0,125	388	291	251	0,060	9	7	6
0,040	104	78	67	0,100	248	187	160	0,050	6	5	4
0,030	59	66	38	0,075	164	123	106	0,040	4	3	3
0,020	26	20	17	0,050	62	46	40	0,030	2	2	2
0,010	6	5	4	0,025	15	12	6	0,020	1	1	1

Die vorstehenden Werthe von p sind, um zu der drehbaren Befestigung sowie zu der Festhaltung beider Stabenden überzugehen, mit bezw. 4 und 16 zu multipliciren. Für zwischenliegende Werthe von  $\frac{h}{l}$  ist zu interpoliren.



Für den kreuzförmigen Querschnitt mit gleichen Kreuzarmen von der Länge h und der Dicke  $\frac{h}{n}$  derselben, s. Textfig. 61, ist

$$c = \frac{n^3 + n - 1}{12(2n - 1)n^2} \dots \dots \dots (171)$$

für den I-förmigen Querschnitt mit der Steglänge 2h, Stegdicke  $\frac{2h}{n}$ , Flanscbreite h und Flanschdicke  $\frac{h}{m}$ , s. Textfig. 62, ist

$$c = \frac{n^3 + 8(m - 1)}{12(n + 2m - 2)n^2} \dots \dots \dots (172)$$

zu setzen und hieraus ein genauerer Werth von p abzuleiten.)

**2. Die Parallel-Balkenbrücken im Besonderen.**

Für einen Parallelträger mit beliebigem Stabsystem und einer beliebigen Zahl von Feldern ergibt sich bei einem Abstände h der Gurtstabschwerpunkte für den Schnitt  $\alpha\beta$  und den

Durchschnittspunkt  $D_x$  des mit-durchschnittenen Stabes und Untergurtstückes als zweckmässigsten Drehpunkt, s. Textfig. 63, nach Gleichung (1) die Momentengleichung  $X \cdot h + M_x = 0$ , mithin die Spannung in dem betrachteten oberen Gurtstück

$$X = -\frac{1}{h} \cdot M_x \dots \dots \dots (173)$$

welche also einem Druck entspricht und der Trägerhöhe umgekehrt proportional ist.

1) Eine für verschiedene Werthe n und m beider Querschnitte berechnete Tabelle der zugehörigen Druckäquivalente p siehe Heinzerling, Die angreifenden und widerstehenden Kräfte etc. 2. Aufl. Berlin 1876. S. 139.

Für den Durchschnittspunkt  $D_x$  des mitdurchschnitt- tenen Stabes und Obergurtstückes, s. Textfig. 62, erhält man nach Gleichung (1) die Momentengleichung  $-Z \cdot h + {}^a M = 0$ , mithin die Spannung im betrachteten unteren Gurtstück

$$Z = \frac{1}{h} \cdot {}^a M_x, \dots (174)$$

welche also einem Zug entspricht und der Trägerhöhe gleichfalls umgekehrt proportional ist.

Da die abwärts gerichtete verticale Componente der Stabspannung  $Y$  einen Verticalwiderstand entwickeln muss, welcher der in dem Schnitte  $\alpha\beta$  herrschenden Verticalscheerkraft mindestens gleich sein muss, so ist, wenn mit  $d$  die Länge des Stabes bezeichnet wird, nach Gleichung (2)

$$-Y_1 \frac{h}{d} + {}^a V = 0, \text{ also mit Bezug auf Textfig. 63 die Spannung des linkssteigenden Stabes}$$

$$Y_1 = \frac{d}{h} \cdot {}^a V, \dots (175)$$

welche der Stablänge direct, der Trägerhöhe umgekehrt proportional ist und für positive Werthe von  ${}^a V$  einem Zug entspricht und umgekehrt.

Bei entgegengesetzter Neigung des Stabes, also aufwärts gerichteter verticaler Componente der Stabspannung  $Y$ , mit Bezug auf Textfigur 64, ist nach Gleichung (2)

$$Y_r \frac{h}{d} + {}^a V = 0, \text{ also die Spannung des rechts steigenden Stabes}$$

$$Y_r = -\frac{d}{h} \cdot {}^a V, \dots (176)$$

welche wieder der Stablänge direct, der Trägerhöhe umgekehrt proportional ist und für positive Werthe von  ${}^a V$  einem Druck entspricht und umgekehrt. Für lothrechte Stäbe wird  $\frac{d}{h} = 1$ , also die Stabspannung der Verticalscheerkraft numerisch gleich. Um die grössten Spannungen der Gurte und Stäbe zu erhalten, sind in Gleichung (173), (174) und (175), (176) diejenigen unter 1. entwickelten grössten Werthe bezw. des Angriffsmomentes und der Verticalscheerkraft einzuführen, welche entweder der ungünstigsten Laststellung ungleich und ungleich vertheilter Einzellasten oder der grössten gleichförmig auf Knotenpunkte bezw. gleichförmig und stetig vertheilter Last entsprechen.

A. Parallelträger auf zwei Stützen.

a) Parallelträger mit beliebigem Stabsystem.

Analytische Behandlung. Führt man den in Gleichung (16) enthaltenen allgemeinen Werth  ${}^a M$  in Gleichung (173) und (174) ein, so erhält man für die Stützweite  $l$  die Spannung im Obergurt

$$X = -\frac{1}{hl} (Pp \cdot b + Qq \cdot a) \dots (177)$$

und für die abweichenden Abstände  $a'$  und  $b'$  des zweckmässigsten Drehpunktes bezw. von der linken und der rechten Stütze A und B die Spannung im Untergurt

$$Z = \frac{1}{hl} (Pp \cdot b' + Qq \cdot a'), \dots (178)$$

woraus folgt, dass beide Spannungen dem nutzbaren Flächeninhalte der Tragwand umgekehrt proportional sind und durch Belastung des Trägers zu beiden Seiten des Schnittes wachsen, während die ungünstigste Laststellung durch Erfüllung der Bedingung (18) in der dort erläuterten Weise zu ermitteln ist.

Führt man den in Gleichung (20) enthaltenen Werth von  ${}^a V$  in Gleichung (175) und (176) ein, so erhält man bezw. die Spannung in dem links steigenden Stabe

$$Y_1 = \frac{d}{hl} (-Pp + Qq) \dots (179)$$

und in dem rechts steigenden Stabe

$$Y_r = \frac{d}{hl} (Pp - Qq), \dots (180)$$

woraus folgt, dass beide Spannungen der Stablänge direct

und dem nutzbaren Flächeninhalte der Tragwand umgekehrt proportional sind und durch Belastung des Trägers nur auf einer Seite des Schnittes wachsen, so zwar, dass die grösste positive oder negative Spannung des links- und rechts steigenden Stabes entsteht, wenn der Träger bezw. rechts oder links und links oder rechts vom Schnitte  $\alpha\beta$  belastet und hierbei die durch Gleichung (18) bedingte ungünstigste Laststellung zuvor ermittelt ist.

Graphische Behandlung. Die graphische Berechnung der Spannungen findet vorzugsweise bei den Hauptträgern der Parallelbalkenbrücken Anwendung und beruht hauptsächlich darauf, dass bei einem im Gleichgewichte befindlichen Systeme von  $n$  Kräften, unter welchen  $n - 2$  nach Grösse und Richtung und zwei nur ihrer Richtung nach bekannt sind, diese beiden sich auch der Grösse nach durch Zeichnung bestimmen lassen. Trägt man nämlich vermittelst eines geeigneten Kräffemaassstabes die  $n - 2$  bekannten äusseren und inneren Kräfte nach Neigung und Grösse auf und ergänzt den auf diese Weise erhaltenen offenen Linienzug durch zwei — zu den Richtungen jener beiden, der Grösse nach unbekanntan Spannungen parallele — Gerade zu einem geschlossenen Polygon, so stellen die zwei zuletzt erhaltenen Polygonseiten die beiden letzteren Spannungen auch der Grösse nach dar. Werden die für alle Knoten des Trägers erhaltenen Kräftepolygone zu einer Figur zusammengesetzt, worin jede äussere und jede innere Kraft nur einmal vorkommt, so erhält man den Kräfteplan, worin also sämtliche Spannungen des Trägers enthalten und mit Hilfe des Kräffemaassstabes zu bestimmen sind.

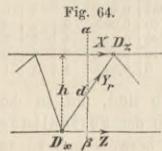


Fig. 64.

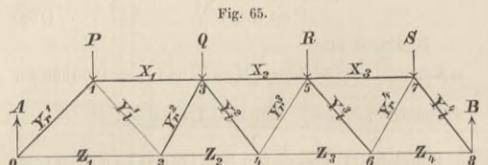


Fig. 65.

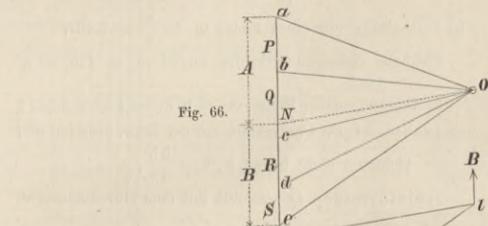


Fig. 66.

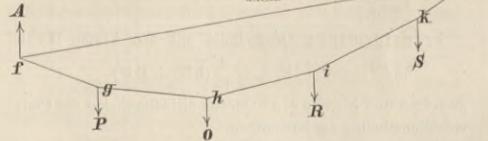


Fig. 67.

Beispiel. Wird der in Textfig. 65 dargestellte Parallelträger mit ungleichen und ungleich geeigneten Stäben in seinen oberen Knoten mit den beliebigen Einzellasten P Q R und S beschwert, so ergeben sich die Auflagerdrücke A und B aus dem in Textfig. 66 u. 67 dargestellten Kräfteplan und Seilpolygon, worin bezw. die Strahlen Oa, Ob, Oc, Od, Oe und Polygonseiten fg, gh, hi, ik, kl parallel, sowie die Schlusslinie fl des Seilpolygons und die Theilungslinie ON des Kräfteplans parallel sind. Wird der hierdurch der Grösse nach bekannte, lothrecht aufwärts wirkende Stützendruck A mit den beiden, ihrer Richtung nach bekannten Spannungen  $Z_1$  und  $Y_1'$  zusammengesetzt, s. Textfig. 68, so ergeben sich hieraus auch die Grössen und eingetragenen Pfeilrichtungen der letzteren. Da die Zerlegung der Kräfte von dem Stützpunkte 0, s. Textfig. 65, ausging, so ergibt sich aus Textfig. 68, dass der Pfeil von  $Z_1$  dem Zerlegungspunkt 0 abgewandt ist, also einer Zugspannung entspricht, und dass sich der Pfeil von  $Y_1'$  dem Zerlegungspunkt 0 zuwendet, also eine Druckspannung darstellt.

Im Knoten 1, s. Textfig. 65, ist die äussere und innere Kraft P und  $Y_1'$  der Grösse und Richtung nach bekannt; werden dieselben mit den beiden, der Richtung nach gegebenen inneren Kräften  $X_1$  und  $Y_1'$  zusammengesetzt, s. Textfig. 69, so ergeben sich auch die Grössen der beiden letzteren. Da die Zerlegung der Kräfte in

dem Knoten 1, s. Textfig. 65, erfolgte, so ergibt sich aus Textfig. 69, dass der Pfeil von  $X_1$ , dem Zerlegungspunkte  $s$  zugewandt ist, also einer Druckspannung entspricht, und dass sich der Pfeil von  $Y_1^1$  von dem Punkte  $s$  abwendet, also eine Zugspannung darstellt.

Im Knoten 2, s. Textfig. 64, sind die inneren Kräfte  $Z_1$  und  $Y_1^1$  der Grösse und Richtung nach bekannt. Werden dieselben mit den beiden, der Richtung nach gegebenen inneren Kräften  $Z_2$  und  $Y_2^2$  zusammengesetzt, s. Textfig. 70, so ergeben sich auch die Grössen der beiden letzteren. Mit Bezug auf den Zerlegungspunkt der Kräfte ergibt sich aus Textfig. 70, dass der Pfeil von  $Z_2$  dem Punkte  $t$  abgewandt ist, also einer Zugspannung entspricht, und dass der Pfeil von  $Y_2^2$  sich dem Punkt  $r$  zuwendet, also eine Druckspannung darstellt.

Fig. 68.

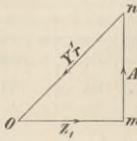


Fig. 69.

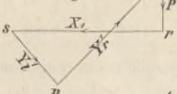


Fig. 70a.

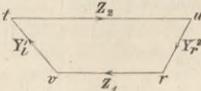


Fig. 70.

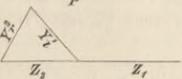


Fig. 71.

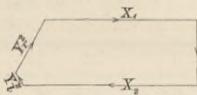


Fig. 72a.

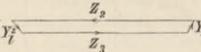


Fig. 72.

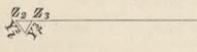


Fig. 73.

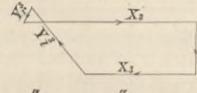


Fig. 74a.

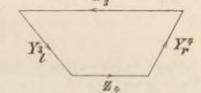


Fig. 74.

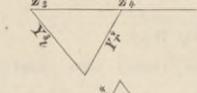
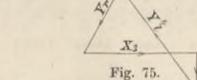


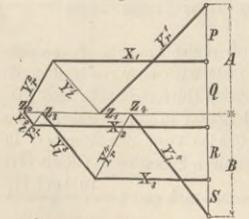
Fig. 75.



Werden die in den Knoten 3 bis 7 wirkenden theils äusseren, theils inneren Kräfte in ähnlicher Weise zusammengesetzt, s. Textfig. 73 bis 75, so ergeben sich auch die übrigen inneren Kräfte  $X_3, Z_3, Y_3^3, Y_1^3, Y_2^3, Y_3^3$  und  $Y_1^1$  nicht nur nach Richtung und Grösse, sondern auch nach der Art ihrer Anspruchnahme.

Legt man, um das wiederholte Auftragen gleicher Kräfte und die dadurch leicht entstehenden Fehler zu vermeiden, die in Fig. 68, 69, 71, 73, 75, sowie die in Fig. 70, 72, 74 entwickelten

Fig. 76.



Kräftepolygone, letztere mit der in Fig. 70a, 72a, 74a enthaltenen Modification so aufeinander, dass die gleichen Kräfte  $X, Z, Y_1, Y_2, Y_3$  sich decken, und stellt die Zugspannungen durch einfache, die Druckspannungen durch doppelte Linien dar, so ergibt sich der in Textfig. 76 enthaltene Kräfteplan, welcher jede äussere und jede innere Kraft nur einmal enthält, mithin die graphische Berechnung jedes ähnlichen Brückenträgers wesentlich vereinfacht und präzisirt. Bei einiger Uebung und Aufmerksamkeit kann derselbe, mit Hinweglassung der einzelnen Kräftepläne, sofort als Generalkräfteplan entwickelt werden.

**b) Parallelträger mit senkrechten und geneigten Stäben**  
(Stabsystem des rechtwinkligen Dreiecks).

**a) Mit einfacher Stabreihe.**

*aa) Ungleiche und ungleich vertheilte Einzellasten.*

Besitzt ein solcher Träger  $n$  Felder von der gleichen Länge  $\lambda$ , also die Stützweite  $l = n\lambda$  und den mittleren

Abstand  $h$  seiner Gurtschwerpunkte, während er links und rechts von einem durch das beliebige  $m$ -te Feld geführten Schnitte  $\alpha\beta$  bzw. durch die Einzellasten  $P, P_2 \dots P_m$  mit den Abständen  $p_1, p_2 \dots p_m$  vom linken Stützpunkte  $A$  und  $Q, Q_2 \dots Q_n$  mit den Abständen  $q_1, q_2 \dots q_n$  vom rechten Stützpunkte  $B$  beschwert wird, und die Momente der links und rechts von dem Schnitte wirkenden Lasten

$$P_1 p_1 + P_2 p_2 + \dots + P_m p_m = P p$$

und

$$Q_1 q_1 + Q_2 q_2 + \dots + Q_n q_n = Q q$$

gesetzt werden, so ergibt sich aus Gleichung (177), worin die Abstände des Drehpunktes  $D_x a = m\lambda$  und  $b = (n-m)\lambda$  zu setzen sind, die Spannung im  $m$ -ten oberen Gurtstück

$$X_m = -\frac{1}{nh} [P p (n-m) + Q q \cdot m] \quad (181)$$

und aus Gleichung (178), worin der Abstand des Drehpunktes  $D_x a' = (m-1)\lambda$  und  $b' = (n-m+1)\lambda$  zu setzen ist, die Spannung im  $m$ -ten unteren Gurtstück

$$Z_m = \frac{1}{nh} [P p (n-m+1) + Q q (m-1)]. \quad (182)$$

Um die grössten Gurtspannungen zu finden, ist zunächst die ungünstigste Laststellung zu ermitteln. Werden die Werthe von  $P$  und  $Q$  in Gleichung (18) eingeführt, so erhält man die zu erfüllende Bedingung der ungünstigsten Laststellung, mithin die in Gleichung (177) und (178) einzuführenden Abstände  $p_1, p_2 \dots p_m$  und  $q_1, q_2 \dots q_n$ . Werden die oben angenommenen Werthe in Gleichung (179) und (180) eingeführt, so ergibt sich die Spannung in dem  $m$ -ten Diagonalstab

$$Y_m = \frac{d}{hn\lambda} (-P p + Q q) \dots \quad (183)$$

und wegen  $\frac{d}{h} = 1$ , weil die Belastungen links und rechts von dem schrägen Schnitte  $\gamma\delta$  bzw. zu- und abnehmen, die Spannung in dem  $m$ -ten Verticalstabe

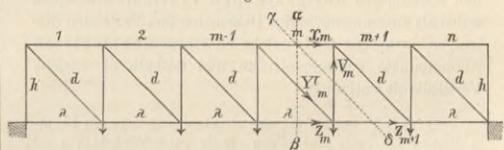
$$V_m = \frac{1}{n\lambda} (P p - Q q) \dots \quad (184)$$

Handelt es sich nur um Verkehrslasten, so ergibt sich das positive und negative Maximum von  $Y_m$  bzw. für  $P = 0$ , also bei völliger Entlastung des Trägers links von dem Schnitte, und für  $Q = 0$ , also bei völliger Entlastung des Trägers rechts von dem Schnitte. Dagegen erhält man das positive und negative Maximum von  $V_m$  bzw. für  $Q = 0$ , also bei völliger Entlastung des Trägers rechts von dem Schnitte, und für  $P = 0$ , also bei völliger Entlastung des Trägers links von dem Schnitte.

**$\beta\beta$ ) Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Lasten.**

Wird derselbe Träger in jedem seiner unteren Knoten mit der Knotenlast  $k$  beschwert, s. Textfig. 77, so ergibt

Fig. 77.



sich für den durch das beliebige  $m$ -te Feld geführten Schnitt  $\alpha\beta$  und den zweckmässigsten Drehpunkt aus Gleichung (177), worin  $P = (m-1)k$ ,  $p = \frac{m\lambda}{2}$ ,  $Q = (n-m)k$ ,  $q = \frac{(n-m+1)\lambda}{2}$ ,  $a = m\lambda$  und  $b = (n-m)\lambda$  zu setzen ist, die Spannung in dem  $m$ -ten oberen Gurtstück

$$X_m = -\frac{k\lambda}{2h} m(n-m) \dots \quad (185)$$

und aus Gleichung (178), worin  $a' = (m-1)\lambda$  und  $b' = (n-m+1)\lambda$  zu setzen ist, während die Werthe  $P, p, Q$  und  $q$  dieselben bleiben, die Spannung in dem  $m$ -ten unteren Gurtstück

$$Z_m = \frac{k\lambda}{2h} (m-1)(n-m+1), \dots \quad (186)$$

worin der Factor  $\frac{k\lambda}{2h}$  eine Constante darstellt. Das Maximum beider Gurtspannungen entsteht bei voller Belastung jedes Knotens durch Eigengewicht und Verkehr, also wenn  $k = e + v$  gesetzt wird.

Wird in Gleichung (179) für P, p, Q und q der obige Werth gesetzt, so erhält man die Spannung in dem m-ten Diagonalstabe

$$Y_m = \frac{k d}{2 n h} \left[ -(m-1)m + (n-m)(n-m+1) \right]. \quad (187)$$

Wird wieder die Belastung jedes Knotens durch Eigengewicht und Verkehr bzw. mit e und v bezeichnet und eingeführt, so erhält man seine grösste positive Spannung

$$Y_{m \max} = \frac{d}{2 n h} \left[ -e(m-1)m + (e+v)(n-m)(n-m+1) \right]$$

$$= \frac{d}{2 h} \left[ e(n+1-2m) + \frac{v}{n}(n-m)(n-m+1) \right] \quad (188)$$

und seine grösste negative Spannung

$$Y_{m \min} = \frac{d}{2 n h} \left[ -(e+v)(m-1)m + e(n-m)(n-m+1) \right]$$

$$= \frac{d}{2 h} \left[ e(n+1-2m) - \frac{v}{n}(m-1)m \right]. \quad (189)$$

Wird in Gleichung (47) wegen des schrägen Schnittes

$$P = mk, \quad p = \frac{(m+1)\lambda}{2}, \quad Q = (n-m-1)k \quad \text{und} \quad q = \frac{(n-m)\lambda}{2}$$

gesetzt, so erhält man die Spannung in dem m-ten Verticalstabe

$$V_m = \frac{k}{2 n} \left[ m(m+1) - (n-m-1)(n-m) \right], \quad (190)$$

mithin, wenn für k die Werthe von e und v eingeführt werden, seine grösste positive Spannung

$$V_{m \max} = \frac{1}{2 n} \left[ (e+v)m(m+1) - e(n-m-1)(n-m) \right]$$

$$= -\frac{e}{2}(n-1-2m) + \frac{v}{2n}m(m+1) \quad (191)$$

und seine grösste negative Spannung

$$V_{m \min} = \frac{1}{2 n} \left[ em(m+1) - (e+v)(n-m-1)(n-m) \right]$$

$$= -\frac{e}{2}(n-1-2m) - \frac{v}{2n}(n-m-1)(n-m). \quad (192)$$

Ist obiges Trägerschema mit durchweg links steigenden Diagonalen, welche auf der linken Seite Zug-, auf der rechten Seite Druck- und in der Mitte entweder Zug- oder Druckspannung annehmen, nach vorstehenden Formeln berechnet, so lässt sich hieraus sofort sowohl der Parallelträger mit nur gezogenen Diagonalen und zugehörigen nur gedrückten Verticalen, als auch der Parallelträger mit nur gedrückten Diagonalen und zugehörigen nur gezogenen Verticalen ableiten, wobei als zusammengehörige Diagonalen und Verticalen diejenigen anzusehen sind, welche an einem unbelasteten Knotenpunkte zusammentreffen und deshalb die gleiche Vertikalkraft enthalten.

*Beispiel.* Beträgt für eine eingeleisige Brücke mit Rechteckträgern mit theils senkrechten, theils unter Winkeln von 45° geneigten Stäben und unten ruhender Brückenbahn die Stützweite  $l = 20$  m, also die Weite der 8 Felder je  $\lambda = 2,5$  m, die Höhe  $h = 2,5$  m, daher die Längen der Diagonalen  $d = \sqrt{h^2 + \lambda^2} = 2,5\sqrt{2}$ , ferner für jeden Knoten eines Trägers das Eigengewicht  $e = 1750$  kg, die Verkehrslast  $v = 5600$ , also die Gesamtlast  $e + v = 7350$  kg, so ergibt sich mit Einführung dieser Werthe aus Gleichung (185) und (186) bezw. die grösste Spannung im Obergurt und Untergurt

$$X_m = -\frac{7350}{2} \cdot 2,5 m (8-m) = -3675 m (8-m)$$

und

$$Z_m = \frac{7350}{2} \cdot \frac{2,5}{2,5} (m-1)(9-m) = 3675 (m-1)(9-m),$$

daher für

m =	1	2	3	4
$X_m =$	-25725	-44100	-55125	-58800 kg
$Z_m =$	0	25725	44100	55125

m =	5	6	7	8
$X_m =$	-55125	-44100	-25725	0 kg
$Z_m =$	58800	55125	44100	25725

aus Gleichung (188) und (189), worin  $\frac{d}{h} = \sqrt{2}$  zu setzen ist, die grösste Zug- und Druckspannung der Diagonalen:

$$Y_{m \max} = \frac{1750}{2} \cdot \sqrt{2} (9-2m) + \frac{5600}{2 \cdot 8} \cdot \sqrt{2} (8-m)(9-m)$$

und

$$Y_{m \min} = \frac{1750}{2} \cdot \sqrt{2} (9-2m) - \frac{5600}{2 \cdot 8} \cdot \sqrt{2} m(m-1),$$

daher für

m =	1	2	3	4
$Y_{m \max} =$	36380	26976	18560	1137 kg
$Y_{m \min} =$	8661	5196	742	-4702

m =	5	6	7	8
$Y_{m \max} =$	4702	-742	-5196	-8661 kg
$Y_{m \min} =$	-1137	-18560	-26976	36380

aus Gleichung (191) und (192) die grösste Zug- und Druckspannung der Verticalen:

$$V_{m \max} = -\frac{1750}{2} (7-2m) + \frac{5600}{2 \cdot 8} m(m+1)$$

und

$$V_{m \min} = -\frac{1750}{2} (7-2m) - \frac{5600}{2 \cdot 8} (8-m)(7-m),$$

daher für

m =	0	1	2	3
$V_{m \max} =$	-6125	-3675	-525	3325 kg
$V_{m \min} =$	-25725	-19075	-13125	-7875

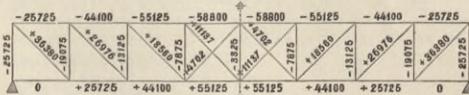
m =	4	5	6	7
$V_{m \max} =$	7875	13125	19075	25725 kg
$V_{m \min} =$	-3325	+525	+3675	+6125

Fig. 78.



Stellt man alle diese Spannungszahlen zusammen, so erhält man das Schema in Textfig. 78, woraus sich, wenn nur Zugdiagonalen angewandt werden, das in Textfig. 79 dargestellte Schema der grössten Spannungen in den einzelnen Constructionstheilen ergibt.

Fig. 79.



Liegt die Brückenbahn auf den Trägern, rücken mithin die belasteten Knotenpunkte nach oben, so bleiben die Spannungen der gleichliegenden Gurtungsstücke und Diagonalen und der mit den letzteren in einem unbelasteten Knotenpunkte zusammentreffenden Verticalen dieselben. In diesem Falle ist trotz des schrägen Schnittes in Gleich. (47)

$$P = (m-1)k, \quad p = \frac{m\lambda}{2}, \quad Q = (n-m)k \quad \text{und} \quad q = \frac{(n-m+1)\lambda}{2}$$

zu setzen, daher erfährt die beliebige m-te Verticale die Spannung

$$V_m = \frac{k}{2 n} \left[ (m-1)m - (n-m)(n-m+1) \right] \quad (193)$$

mithin, wenn die Werthe von e und v eingeführt werden, ihre grösste positive Spannung

$$V_{m \max} = \frac{1}{2 n} \left[ (e+v)(m-1)m - e(n-m)(n-m+1) \right]$$

$$= -\frac{e}{2}(n+1-2m) + \frac{v}{2n}m(m-1) \quad (194)$$

und ihre grösste negative Spannung

$$V_{m \min} = \frac{1}{2n} \left[ e(m-1)m - (e+v)(n-m)(n-m+1) \right] - \frac{e}{2}(n+1-2m) - \frac{v}{2n}(n-m)(n+1-m). \quad (195)$$

Zu den Spannungen der Endständer treten dann nur die durch ihre grössten directen Belastungen  $\frac{e+v}{2}$  veranlassten Druckspannungen hinzu. Das in einem Knotenpunkte angreifende Eigengewicht ist zu einem Theile  $\alpha e$  im oberen und zum anderen Theile  $e(1-\alpha)$  im unteren Ende jeder Verticalen wirkend anzunehmen, daher ist bei unten liegender Brückenbahn jeder der durch Gleichung (191) und (192) gegebenen Verticalspannungen die Druckspannung  $-\alpha e$  und bei oben liegender Brückenbahn jeder der durch die Gleichung (194) und (195) gegebenen Verticalspannungen die Zugspannung  $+e(1-\alpha)$  hinzuzufügen.

Im erstenen Falle ist  $\frac{\alpha}{1-\alpha} = \frac{1}{1} \text{ bis } \frac{2}{1}$ , im letzteren Falle  $\frac{\alpha}{1-\alpha} = \frac{1}{1} \text{ bis } \frac{1}{2}$  anzunehmen. Ist die Brückenbahn mit den Verticalen zwischen deren Kopf und Fussende verbunden, so bleiben die Spannungen der gleichliegenden Gurtungsstücke und Diagonalen wieder dieselben und nur die Verticalen nehmen oberhalb der Brückenbahn die Spannung der Verticalen mit angehängter und unterhalb der Brückenbahn die Spannungen der Verticalen mit aufgelegter Brückenbahn an. Die Zugdiagonalen beider Trägergattungen sind daher an deren Enden einfach und nur in deren Mittelfeldern gekreuzt anzuordnen.

*γ) Gleichförmig und stetig vertheilte Last.*

Wird derselbe Träger unten mit der auf den m gleichförmig vertheilten Last g beschwert, so ergibt sich für den durch das beliebige m-te Feld geführten Schnitt  $\alpha\beta$  und den zweckmässigsten Drehpunkt aus Gleichung (51), worin  $P = 2pg$  und  $Q = 2qg$ ,  $a = m\lambda$  und  $b = (n-m)\lambda$  zu setzen ist, die Spannung in dem m-ten oberen Gurtstück

$$X_m = -\frac{2g}{nh} [p^2 m + q^2 (n-m)] \quad (196)$$

und aus Gleichung (51), worin  $a = (m-1)\lambda$  und  $b = (n-m+1)\lambda$  zu setzen ist, während die Werthe P und Q dieselben bleiben, die Spannung im m-ten unteren Gurtstück

$$Z_m = \frac{2g}{nh} [p^2 (m-1) + q^2 (n-m+1)] \quad (197)$$

worin der Factor  $\frac{2g}{nh}$  eine Constante darstellt. Das Maximum beider Gurtspannungen entsteht bei voller Belastung der Längeneinheit durch Eigengewicht und Verkehr, also wenn  $g = e + v$  gesetzt wird.

Wird in Gleichung (54) für P und Q der obige Werth eingeführt, so erhält man die Spannung der m-ten Diagonale

$$Y_m = \frac{2gd}{1h} (-p^2 + q^2) \quad (198)$$

mithin ihre grösste positive Spannung

$$Y_{m \max} = \frac{2d}{1h} [-ep^2 + (e+v)q^2] = \frac{2d}{1h} [e(q^2 - p^2) + vq^2] \quad (200)$$

und ihre grösste negative Spannung

$$Y_{m \min} = \frac{2d}{1h} [-(e+v)p^2 + eq^2] = \frac{2d}{1h} [e(q^2 - p^2) - vp^2] \quad (201)$$

worin der Factor  $\frac{2d}{1h}$  eine Constante darstellt. Wird in Gleichung (54) der Werth von P und Q eingeführt, so ergibt sich die Spannung der m-ten Verticalen

$$V_m = \frac{2g}{1} (p^2 - q^2) \quad (201)$$

mithin ihre grösste positive Spannung

$$V_{m \max} = \frac{2}{1} [(e+v)p^2 - eq^2] \quad (202)$$

und ihre grösste negative Spannung

$$V_{m \min} = \frac{2}{1} [ep^2 - (e+v)q^2] \quad (203)$$

Für die definitive Anordnung dieses Trägerschemas sowie für ein solches mit rechtssteigenden gedrückten Diagonalen und mit oben ruhender oder zwischen den Mitteln der Verticalen eingeschalteter Brückenbahn gelten die unter  $\beta\beta$  gezeichneten Schlüsse.

*β) Mit durchweg gekreuzten Diagonalen.*

Der Parallelträger mit gekreuzten Diagonalen ist als die Combination zweier einfachen Systeme mit entgegengesetzt steigenden Diagonalen anzusehen, wovon jedes die Hälfte  $\frac{e}{2}$  der Eigengewichts- und  $\frac{v}{2}$  der Verkehrsbelastung überträgt. Bei voller Belastung erhält man die in den oberen und in den unteren Gurtungsstücken numerisch gleichen Grenzspannungen:

$$X_{m \min} = -\frac{(e+v)\lambda}{4h} [m(n-m) + (m-1)(n+1-m)] = -Z_{m \max} \quad (204)$$

bei den grössten einseitigen Belastungen durch Halbierung der Werthe e und v in Gleichung (188) und (189) die Grenzspannungen in den links- oder rechtssteigenden Diagonalen

$$Y_{m \max} = \frac{d}{4nh} [-e(m-1)m + (e+v)(n-m)(n-m+1)] = \frac{d}{4h} [e(n+1-2m) + \frac{v}{n}(n-m)(n+1-m)] \quad (205)$$

$$Y_{m \min} = \frac{d}{4nh} [-(e+v)(m-1)m + e(n-m)(n-m+1)] = \frac{d}{4h} [e(n+1-2m) + \frac{v}{n}m(m-1)] \quad (206)$$

Ist die Gesamtlast zur Hälfte auf die oberen, zur Hälfte auf die unteren Knotenpunkte vertheilt, so erleiden alle Zwischenverticalen bei unten und oben liegender Brückenbahn bezw. die Grenzspannungen

$$V_{m \max} = \frac{e+v}{2} \text{ und } V_{m \min} = -\frac{e+v}{2} \quad (207)$$

während die beiden Endverticalen bei unten und oben liegender Brückenbahn bezw. die Grenzspannungen

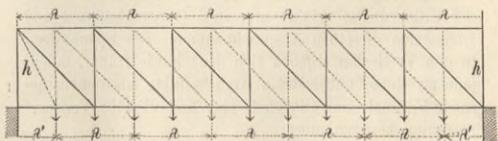
$$V_{o \min} = -(e+v)\frac{n-1}{4} \text{ und } V_{o \max} = -(e+v)\frac{n+1}{4}$$

annehmen. Bei zwischen Kopf- und Fussende der Verticalen liegender Brückenbahn fungirt deren oberer Theil als Verticale mit unten, deren unterer Theil als Verticale mit oben liegender Fahrbahn.

*γ) Mit mehrfacher Stabreihe.*

Sieht man von der etwas verschiedenen Deformation ab, welche jedes der zu einem System mit mehrfacher Stabreihe vereinigten Systeme mit einfacher Stabreihe bei gleicher Belastung seiner Knotenpunkte für sich allein erleiden würde, so lässt sich die statische Berechnung eines Parallelträgers mit n-facher Stabreihe auf diejenige von n Parallelträgern mit einfacher Stabreihe zurückführen. Der in Textfig. (80) dargestellte Träger mit doppelter Stabreihe lässt sich hiernach in zwei einfache Systeme zerlegen, wovon das erstere als Träger mit n+1 Feldern und einfacher Stabreihe nach den Gleichungen (185) bis (192), jedoch mit den halbirtten Knotenlasten e und v, das letztere System für die Felder 0, 1...n und n+1, sowie für die Länge der Endfelder  $\lambda' = \alpha\lambda$  und für die Belastungen in den Auflagern  $e' = \beta e$  und  $v' = \beta v$  wie folgt, zu berechnen ist.

Fig. 80.



Im o-ten Felde beträgt die grösste Spannung im oberen und unteren Gurtstück bezw.

$$X_{0 \min} = -\frac{\alpha \lambda}{h} (e + v) \left( \beta + \frac{n-1}{2} \right) \quad (208)$$

und

$$Z_0 = 0 \quad (209)$$

die grösste Spannung im linken verticalen Endstabe und ersten Diagonalstabe mit der Länge d' bezw.

$$V_{0 \min} = -(e + v) \left( \beta + \frac{n-1}{2} \right) \quad (210)$$

und

$$Y_{0 \max} = \frac{d'}{h} (e + v) \left( \beta + \frac{n-1}{2} \right) \quad (211)$$

worin bei zweifacher Stabreihe  $\alpha = \frac{1}{2}$  und  $\beta = \frac{3}{4}$  oder annähernd  $\beta = 1$  zu setzen ist.

Im 1-ten bis n-ten Felde betragen bei voller Belastung allgemein die grössten Spannungen in den oberen und in den unteren Gurtungsstücken bezw.

$$X_{m \min} = -\frac{(e + v) \lambda}{2h} \left[ m(n - m) + \alpha(n - 1 + 2\beta) \right] \quad (212)$$

und

$$Z_{m \min} = \frac{(e + v) \lambda}{2h} \left[ (n - 1)(n + 1 - m) + \alpha(n - 1 + 2\beta) \right] \quad (213)$$

bei den grössten einseitigen Belastungen die Grenzspannungen in den Diagonalen

$$Y_{m \max} =$$

$$\frac{d}{h} \left[ \frac{e}{2} (n + 1 - 2m) + \frac{v}{2\alpha + n} (n - m) \left( \alpha + \frac{n + 1 - m}{2} + \alpha\beta \right) \right] \quad (214)$$

und

$$Y_{m \min} =$$

$$\frac{d}{h} \left[ \frac{e}{2} (n + 1 - 2m) - \frac{v}{2\alpha + n} (m - 1) \left( \alpha + \frac{m}{2} + \alpha\beta \right) \right] \quad (215)$$

sowie die Grenzspannungen in den Verticalen

$$V_{m \max} =$$

$$-\frac{e}{2} (n - 1 - 2m) + \frac{v}{2\alpha + n} \left[ m \left( \alpha + \frac{m + 1}{2} + \alpha\beta \right) \right] \quad (216)$$

und

$$V_{m \min} =$$

$$-\frac{e}{2} (n - 1 - 2m) - \frac{v}{2\alpha + n} \left[ (n - 1 - m) \left( \alpha + \frac{n - m}{2} + \alpha\beta \right) \right] \quad (217)$$

Im (n + 1)ten Felde beträgt die grösste Spannung im oberen und unteren Gurtungsstücke bezw.

$$X_{n+1} = 0 \quad (218)$$

und

$$Z_{n+1} = \frac{\alpha \lambda}{h} (e + v) \left( \beta + \frac{2-1}{2} \right) \quad (219)$$

Die grösste Spannung im rechten verticalen Endstabe und im letzten Diagonalstabe mit der Länge d'' bezw.

$$V_{n+1} = 0 \quad (220)$$

und

$$Y_{n+1 \min} = -\frac{d''}{h} (e + v) \left( \beta + \frac{n-1}{2} \right) \quad (221)$$

worin z. B. bei zweifacher Stabreihe  $\alpha = \frac{1}{2}$  und  $\beta = \frac{3}{4}$  oder annähernd  $\beta = 1$  zu setzen ist.

Werden die Spannungszahlen der beiden Träger mit einfacher Stabreihe zusammengestellt und die Spannungen der Endständer, sowie der sich deckenden Theile der Gurtungsstücke summirt, so ergeben sich die Spannungszahlen des combinirten Trägers mit nur links steigenden Diagonalen, woraus sich in der oben angegebenen Weise die Träger mit unten liegender Fahrbahn ableiten lassen, deren Diagonalen entweder nur Zug- oder nur Druckspannungen annehmen.

Ein Träger von derselben Systemform mit oben liegender Brückenbahn erfährt in seinen Gurtungsstücken und Diagonalen dieselben Anspruchnahmen. Die Spannungen in den Verticalen ergeben sich danach wie früher, indem jede an einem unbelasteten Knotenpunkte zusammenstossende Verticale und Diagonale eine und dieselbe Verticalspannung besitzen muss.

Die Träger mit mehr als zweifacher Stabreihe werden in eben so viele einzelne Systeme zerlegt, als Stabreihen vorhanden sind und in analoger Weise gesondert berechnet.

**e) Parallelträger mit Stäben gleicher Neigung**  
(System des gleichschenkligen Dreiecks).

**a) Mit einfacher Stabreihe.**

*aa) Ungleiche und ungleich vertheilte Einzellasten.*

Besitzt ein solcher Träger n Felder von der Länge  $\lambda$ , also die Stützweite  $l = n\lambda$  und den mittleren Abstand h seiner Gurtenschwerpunkte, während er links und rechts von einem durch das beliebige m-te Feld geführten Schnitte  $\alpha\beta$  durch die Einzellasten  $P_1, P_2, \dots, P_m$  mit den Abständen  $p_1, p_2, \dots, p_m$  vom linken Stützpunkte A und  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  mit den Abständen  $q_1, q_2, \dots, q_n$  vom rechten Stützpunkte B beschwert wird, so ergibt sich aus Gleichung (177) und (178), worin die Abstände des Drehpunktes  $D_x a = m\lambda$  und  $b = (n - m)\lambda$  und des Drehpunktes  $D_x a' = \frac{(2m-1)}{2} \lambda$

und  $b' = \frac{(2n-2m+1)}{2} \lambda$  zu setzen sind, die Spannung im m-ten oberen und unteren Gurtstück bezw.

$$X_m = -\frac{1}{n h \lambda} (P p \cdot b + Q q \cdot a) \quad (222)$$

und

$$Z_m = \frac{1}{n h \lambda} (P p \cdot b' + Q q \cdot a') \quad (223)$$

Die ungünstigste Laststellung erhält man aus Gleichung (18) und (29), mit Hilfe deren die grössten Gurtspannungen sich ermitteln lassen. Werden die angenommenen Belastungen in Gleichung (179) und (180) eingeführt und

$$P_1 p_1 + P_2 p_2 + \dots + P_m p_m = P p$$

$$Q_1 q_1 + Q_2 q_2 + \dots + Q_n q_n = Q q$$

so erhält man die Spannung im m-ten rechts steigenden Stabe

$$Y_m^r = \frac{d}{h n \lambda} (P p - Q q) \quad (224)$$

und im m-ten links steigenden Stabe

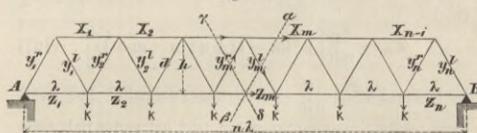
$$Y_m^l = \frac{d}{h n \lambda} (-P p + Q q) \quad (225)$$

woraus die Maxima in der unter b) angedeuteten Weise zu ermitteln sind.

*bb) Gleiche und gleichförmig auf Knotenpunkte vertheilte Lasten.*

Wird ein solcher Träger nur in den unteren Dreiecks-scheiteln durch die Knotenlasten k beschwert, s. Textfig. S1,

Fig. S1.



so ist, mit Bezug auf die Bezeichnungen der Figur, in Gleichung (222)  $P = (m - 1)k$ ,  $p = m\lambda$ ,  $Q = (n - m)k$ ,  $q = (n - m + 1)\lambda$ ,  $a = m\lambda$ ,  $b = (n - m)\lambda$  zu setzen, und man erhält nach Ausführung der Multiplication und Reduction für  $k = e + v$  die grösste Spannung im m-ten Obergurtstück

$$X_m = -\frac{(e + v) \lambda}{h} m(n - m) \quad (226)$$

Wird in Gleichung (223)  $a' = \frac{(2m - 1) \lambda}{2}$  und  $b' = \frac{(2n - 2m + 1) \lambda}{2}$  gesetzt, während alle übrigen Werthe beibehalten werden, so erhält man für  $k = e + v$  die grösste Spannung im Untergurt

$$Z_m = \frac{(e + v) \lambda}{4h} \left[ 2m(n - m + 1) - (n + 1) \right] \quad (227)$$

Werden in Gleichung (224) und (225) die obigen Werthe von P p Q und q eingeführt, so erhält man die Spannung im m-ten rechts und links steigenden Stabe

$$Y_m^r = \frac{d k}{2 n h} \left[ (m - 1) m - (n - m)(n - m + 1) \right]$$

$$= -Y_m^l \quad (228)$$

Um die grösste positive und negative Spannung zu erhalten, ist in den beiden letzten Gleichungen  $k_{\max} = e + v$

und  $k_{\min} = e$  zu setzen. Man erhält mithin für den  $m$ -ten rechts und links steigenden Stab bezw.

$$Y_m^r \max = \frac{d}{2nh} \left[ (e+v)(m-1)m - e(n-m)(n-m+1) \right]$$

$$= \frac{d}{2h} \left[ -e(n-2m+1) + \frac{v}{n}(m-1)m \right] = -Y_m^l \min \quad (229)$$

und

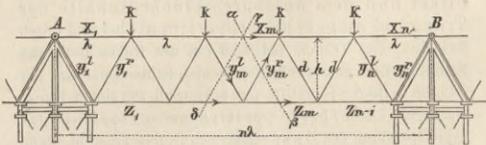
$$Y_m^r \min = \frac{d}{2nh} \left[ e(m-1)m - (e+v)(n-m)(n-m+1) \right]$$

$$= \frac{d}{2h} \left[ -e(n-2m+1) - \frac{v}{n}(n-m)(n-m+1) \right]$$

$$= -Y_m^l \min \quad (230)$$

Wird dieser Träger in lothrechtlichem Sinne umgedreht und an den Stützpunkten A und B aufgehängt, s. Textfig. 82,

Fig. 82.



so wirken die Knotenlasten  $k$  in entgegengesetzter Richtung und die Spannungen der analogen Theile werden unter übrigens gleichen Umständen numerisch gleich, nehmen aber das entgegengesetzte Vorzeichen an. Man erhält mithin die Spannungen in dem  $m$ -ten Ober- und Untergurtstück bezw.

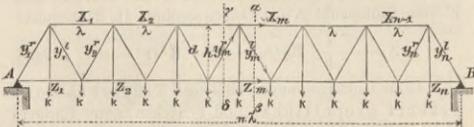
$$X_m = -Z_m \quad \text{und} \quad Z_m = -X_m, \quad (231)$$

wobei die Werthe von  $-Z_m$  und  $-X_m$  bezw. aus Gleichung (226) und (227) zu entnehmen sind. Da die Stäbe bei jener Umkehrung die entgegengesetzte Neigung annehmen, so ergeben sich die Spannungen in dem  $m$ -ten links und rechts steigenden Stäbe bezw.

$$Y_m^l = -Y_m^r \quad \text{und} \quad Y_m^r = -Y_m^l, \quad (232)$$

wobei die Werthe von  $-Y_m^r$  und  $-Y_m^l$  aus den Gleichungen (229) und (230) zu entnehmen sind.

Fig. 83.



Wird der in Textfig. 82 dargestellte Träger in den unteren und durch Vermittelung von Hängstangen gleichzeitig in den oberen Dreiecksscheiteln durch die Knotenlast  $k$  beschwert, s. Textfig. 83, so ist für den Schnitt  $\alpha\beta$ , mit Bezug auf die Bezeichnungen der Figur,

$$P = 2(m-1)k, \quad p = \frac{(2m-1)\lambda}{2}, \quad Q = (2n-2m+1)k,$$

$$q = \frac{2(n-m+1)\lambda}{2}.$$

Führt man diese Werthe in Gleichung (222) ein, worin  $a = (m-1)\lambda$  und  $b = (n-m+1)\lambda$  zu setzen ist, so erhält man die grösste Spannung im  $m$ -ten Obergurtstück

$$X_m = -\frac{(e+v)\lambda}{h} m(n-m). \quad (233)$$

Setzt man in Gleichung (223)  $a = \frac{(2m-1)\lambda}{2}$  und

$b = \frac{(2n-2m+1)\lambda}{2}$ , während alle übrigen Werthe dieselben bleiben, so erhält man die grösste Spannung im Untergurt

$$Z_m = \frac{(e+v)\lambda}{4h} (2m-1)(2n-2m+1). \quad (234)$$

Werden die obigen Werthe von  $P$ ,  $p$ ,  $Q$  und  $q$  in Gleichung (224) eingeführt, so erhält man die Spannung im rechts steigenden Stäbe

$$Y_m^r = \frac{dk}{2nh} \left[ (m-1)(2m-1) - (2n-2m+1)(n-m+1) \right], \quad (235)$$

mithin nach dem Früheren die grösste Zugspannung

$$Y_m^r \max = \frac{d}{2nh} \left[ \begin{aligned} & (e+v)(m-1)(2m-1) \\ & - e(2n-2m+1)(n-m+1) \end{aligned} \right]$$

$$= \frac{d}{2h} \left[ -e(2n-4m+3) + \frac{v}{n}(m-1)(2m-1) \right] \quad (236)$$

und die grösste Druckspannung

$$Y_m^r \min = \frac{d}{2nh} \left[ \begin{aligned} & e(m-1)(2m-1) \\ & - (e+v)(2n-2m+1)(n-m+1) \end{aligned} \right]$$

$$= \frac{d}{2h} \left[ -e(2n-4m+3) - \frac{v}{n}(2n-2m+1)(n-m+1) \right] \quad (237)$$

In Gleichung (225) ist  $P = (2m-1)k$ ,  $p = m\lambda$ ,  $Q = 2(n-m)k$  und  $q = \frac{(2n-2m+1)\lambda}{2}$  zu setzen, daher erhält man die Spannung im  $m$ -ten links steigenden Stäbe

$$Y_m^l = \frac{dk}{2nh} \left[ -(2m-1)m + (n-m)(2n-2m+1) \right]. \quad (238)$$

Hieraus ergibt sich die grösste Zugspannung

$$Y_m^l \max = \frac{d}{2nh} \left[ -e(2m-1)m + (e+v)(n-m)(2n-2m+1) \right]$$

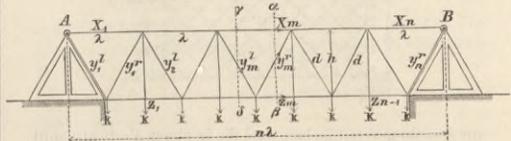
$$= \frac{d}{2h} \left[ e(2n-4m+1) + \frac{v}{n}(n-m)(2n-2m+1) \right] \quad (239)$$

und die grösste Druckspannung

$$Y_m^l \min = \frac{d}{2nh} \left[ -(e+v)(2m-1)m + e(n-m)(2n-2m+1) \right]$$

$$= \frac{d}{2h} \left[ e(2n-4m+1) + \frac{(e+v)}{n}(2n-2m+1) \right]. \quad (240)$$

Fig. 84.

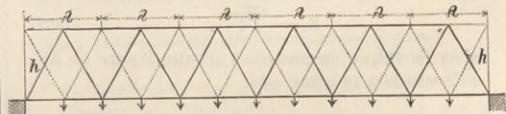


Wird dieser Träger in lothrechtlichem Sinne umgedreht und an den Stützpunkten A und B aufgehängt, s. Textfig. 84, so wirken die Knotenlasten  $k$  in entgegengesetzter Richtung und die Spannungen der analogen Theile werden unter übrigens gleichen Umständen numerisch gleich, nehmen aber das entgegengesetzte Vorzeichen an. Die Gurt- und Stabspannungen sind also durch die Gleichungen (231) und (232) dargestellt, worin die Werthe von  $Z_m$ ,  $X_m$ ,  $Y_m^r$  und  $Y_m^l$  aus den Gleichungen (233) bis (240) zu entnehmen sind.

β) Mit mehrfacher Stabreihe.

Werden mehrere, z. B. zwei Systeme mit einfacher Stabreihe combinirt, so entsteht das in Textfig. 85 dargestellte System mit mehrfacher, hier zweifacher Stabreihe.

Fig. 85.



Unter der für  $b, \gamma$  gemachten Voraussetzung lässt sich jedes dieser einfachen Systeme mit Zugrundelegung der halben Belastungen  $\frac{e}{2}, \frac{v}{2}$  für sich und mit Hilfe der

Summirung der Spannungen aller sich deckenden Theile des combinirten Trägers, dessen sich nicht deckende Theile ihre Spannungen beibehalten, berechnen. Für einen solchen Träger mit zweifachem Stabsystem erhält man daher in jedem Felde zwei verschiedene Gurtspannungen, während die Spannungen der Stäbe dieselben bleiben. Für die linke Hälfte des oberen  $m$ -ten Gurtungsstücks erhält man bei voller Belastung die Spannung

$$X_{m \min} = -\frac{(e+v)\lambda}{4h} \left[ (m-1)(n+1-2m) + \frac{n}{2}(2m-1) \right]$$

und für die rechte Hälfte desselben

$$rX_{m \min} = -\frac{(e+v)\lambda}{4h} \left[ m(n+1-2m) + \frac{n}{2}(2m-1) \right] \quad (242)$$

Für die linke Hälfte des unteren, m-ten Gurtungsstücks ergibt sich

$$Z_{m \max} = \frac{(e+v)\lambda}{4h} \left[ (2m-1) \frac{(n-1)}{2} - (m-1)^2 + (m-1)(n+1-m) \right] \quad (243)$$

und für die rechte Hälfte desselben

$$rZ_{m \max} = \frac{(e+v)\lambda}{4h} \left[ (2m-1) \frac{(n-1)}{2} - (m-1)^2 + m(n-m) \right] \quad (244)$$

Bei den grössten einseitigen Belastungen erhält man für den links steigenden Stab im m-ten Felde des ersten Systems die Grenzspannungen

$$Y_{m \max} = \frac{d}{4h} \left[ e(n+1-2m) + \frac{v}{n}(n-m)(n+1-m) \right] \quad (245)$$

und

$$Y_{m \min} = \frac{d}{4h} \left[ e(n+1-2m) - \frac{v}{n}m(m-1) \right] \quad (246)$$

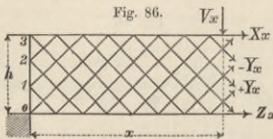
ferner für den links steigenden Stab im m-ten Felde des zweiten Systems die Grenzspannungen

$$Y_{m \max} = \frac{d}{4h} \left[ e(n+2-2m) + \frac{v}{n}(n+1-m)^2 \right] \quad (247)$$

und

$$Y_{m \min} = \frac{d}{4h} \left[ e(n+2-2m) - \frac{v}{n}(m-1)^2 \right] \quad (248)$$

Die Berechnung von Gitterbrücken mit vielfachem, z. B. n-fachem Stabsystem, s. Textfig. 86, lässt sich durch



die Annahme vereinfachen, dass die in einem Verticalsechnitt im Abstände x vom Auflager wirkende Verticalsecherkraft  $V_x$  in n Kreuzungspunkten der Stäbe von diesen gleichmässig aufgenommen wird. Sind die Stäbe unter dem Winkel  $\alpha$  zum Horizonte geneigt, so ist die Annahme der sich in einem Knotenpunkte kreuzenden Stäbe

$$Y_x = \pm \frac{V_x}{n \sin \alpha} \quad (249)$$

und, wenn die Stäbe den zweckmässigsten Neigungswinkel  $\alpha = 45^\circ$  erhalten,

$$Y_x = \pm \frac{V_x}{n\sqrt{2}} \quad (250)$$

worin für  $V_x$  successive die Werthe  $V_{x \max}$  und  $V_{x \min}$  einzuführen sind.

Die Gurtstärken ergeben sich für denselben Verticalschnitt und die Trägerhöhe h aus den Gleichungen

$$X_x = -\frac{^a M_{x \max}}{h} \quad (251)$$

und

$$Z_x = \frac{^a M_{x \max}}{h} \quad (252)$$

worin für  $^a M_{x \max}$  die numerisch grössten Werthe des Angriffsmomentes zu setzen sind.

**B. Parallelträger auf zwei Stützen mit frei liegenden Stützpunkten.**

**a) Parallelträger mit beliebigem Stabsystem.**

Führt man den in Gleichung (64) enthaltenen Werth von  $^a M$  in Gleichung (173) und (174) ein, so erhält man mit Bezug auf Textfig. 33 für die Stützweite l und die Höhe h des zwischen den Stützen A und B befindlichen Trägertheiles die Spannung im Obergurt

$$X = -\frac{1}{hl} \left[ (Pp - Rr) b + (Qq - Ss) a \right] \quad (253)$$

und für die abweichenden Abstände  $a'$  und  $b'$  des zweckmässigsten Drehpunktes bezw. von der linken und der rechten Stütze A und B die Spannung im Untergurt

$$Z = \frac{1}{hl} \left[ (Pp - Rr) b' + (Qq - Ss) a' \right] \quad (254)$$

woraus folgt, dass beide Spannungen dem nutzbaren Flächeninhalte der Tragwand umgekehrt proportional sind und durch Belastung des Trägers innerhalb und ausserhalb der Stützen in entgegengesetztem Sinne wachsen, während die ungünstigste Laststellung durch Erfüllung der Bedingung (68) und (75) in der dort erläuterten Weise zu ermitteln ist.

Führt man den in Gleichung (70) enthaltenen Werth von  $^a V$  in Gleichung (175) und (176) ein, so erhält man die Spannung eines links steigenden Stabes

$$Y^l = \frac{d}{hl} \left[ - (Pp + Ss) + Qq + Rr \right] \quad (255)$$

und eines rechts steigenden Stabes

$$Y^r = \frac{d}{hl} \left[ Pp + Ss - (Qq + Rr) \right] \quad (256)$$

woraus folgt, dass beide Stabspannungen der Stablänge direct und dem nutzbaren Flächeninhalte der Tragwand umgekehrt proportional sind und durch Belastung des Trägers entweder auf der linken Seite des Schnittes und ausserhalb der rechten Stütze oder auf der rechten Seite des Schnittes und ausserhalb der linken Stütze wachsen. Die grösste positive und grösste negative Spannung des links steigenden Stabes entsteht, wenn der Träger bezw. rechts von dem Schnitt und ausserhalb der linken Stütze oder links von dem Schnitt und ausserhalb der rechten Stütze voll belastet, im Uebrigen entlastet ist. Die grösste positive und negative Spannung des rechts steigenden Stabes entsteht, wenn der Träger bezw. links von dem Schnitt und ausserhalb der rechten Stütze oder rechts von dem Schnitt und ausserhalb der linken Stütze voll belastet ist. Bei dieser vollen Belastung ist die durch die Gleichung (71) und (72) bedingte ungünstigste Laststellung zu Grunde zu legen.

Führt man den in Gleichung (80) enthaltenen Werth von  $^a M$  in Gleichung (179) und (180) ein, so erhält man mit Bezug auf Textfig. 35 für die freitragende Länge  $r_2$  und den zweckmässigsten Drehpunkt mit dem Abstände  $a$  vom Stützpunkt A die Zugspannung im Obergurt

$$X = \frac{1}{h} \left[ R_2 (r_2 - a) + R^1 (r^1 - a) \right] \quad (257)$$

und für den zweckmässigsten Drehpunkt mit dem Abstände  $a'$  vom Stützpunkt A die Druckspannung im Untergurt

$$Z = -\frac{1}{h} \left[ R_2 (r_2 - a') + R^1 (r^1 - a') \right] \quad (258)$$

Beide Gurtspannungen sind der Trägerhöhe umgekehrt proportional und erreichen unter übrigens gleichen Umständen ihr Maximum für bezw.  $a = 0$  und  $a' = 0$ , also über dem Stützpunkte A.

Führt man den in Gleichung (82) enthaltenen Werth von  $^a V$  in Gleichung (175) und (176) ein, so erhält man die Zugspannung eines rechts steigenden Stabes

$$Y^r = \frac{d}{h} (R_2 + R^1) \quad (259)$$

und die Druckspannung eines links steigenden Stabes

$$Y^l = -\frac{d}{h} (R_2 + R^1) \quad (260)$$

Beide Stabspannungen sind der Stablänge direct, der Trägerhöhe indirect proportional und erreichen unter übrigens gleichen Umständen ihr Maximum für die grössten Werthe von  $R_2$  und  $R^1$ , d. h. bei der grössten Belastung des freiliegenden Stützpunktes und des ausserhalb des Schnittes befindlichen Theiles des freiliegenden Trägerstückes.

Befindet sich eine Last T in dem durchschnittenen Felde des Trägers, so sind die Gurtspannungen und Stabspannungen unter Berücksichtigung der ungünstigsten Laststellung mit Hilfe bezw. der Gleichungen (84) und (86) zu bestimmen.

**b) Parallelträger mit senkrechten und geneigten Stäben (Stabsystem des rechtwinkligen Dreiecks).**

**a) Ungleiche und ungleich vertheilte Einzellasten.**

Besitzt ein solcher Träger zwischen den Stützen n Felder von der gleichen Weite  $\lambda$ , also die Stützweite  $l = n\lambda$

und den mittleren Abstand  $h$  seiner Gurtsschwerpunkte, während er links und rechts von einem durch das beliebige  $m$ -te Feld geführten Schnitt  $\alpha\beta$  bezw. durch die Einzellasten  $P_1, P_2 \dots P_m$  mit den Abständen  $p_1, p_2 \dots p_m$  von dem linken Stützpunkt A und  $Q_1, Q_2 \dots Q_n$  mit den Abständen  $q_1, q_2 \dots q_n$  von dem rechten Stützpunkte B belastet wird und besitzt derselbe Träger ausserhalb der Stützen je  $n'$  Felder von der Weite  $\lambda'$ , also die Stützweite  $l = n'\lambda'$  und denselben mittleren Abstand  $h$  seiner Gurtsschwerpunkte, während er links von der Stütze A durch die Einzellasten  $R_1, R_2 \dots R_m$  mit den Abständen  $r_1, r_2 \dots r_m$  von A, rechts von der Stütze B durch die Einzellasten  $S_1, S_2 \dots S_m$  mit den Abständen  $s_1, s_2 \dots s_m$  von B belastet wird, so ergibt sich, wenn die Momente

$$\begin{aligned} P_1 p_1 + P_2 p_2 + \dots + P_m p_m &= Pp \\ Q_1 q_1 + Q_2 q_2 + \dots + Q_n q_n &= Qq \\ R_1 r_1 + R_2 r_2 + \dots + R_m r_m &= Rr \\ S_1 s_1 + S_2 s_2 + \dots + S_n s_n &= Ss \end{aligned}$$

gesetzt werden, aus Gleichung (253), worin der Abstand des zweckmässigsten Drehpunktes  $D_x$  von der Stütze A und B bezw.  $a = m\lambda$  und  $b = (n - m)\lambda$  zu setzen ist, die Spannung im  $m$ -ten oberen Gurtstück

$$X_m = -\frac{1}{nh} \left[ (Pp - Rr)(n - m) + (Qq - Ss)m \right] \quad (261)$$

Seine grösste negative Spannung erhält man also, wenn der Träger innerhalb der Stützen A und B vollbelastet und ausserhalb derselben entlastet ist, die kleinste negative Spannung, wenn der umgekehrte Belastungsfall eintritt.

Aus Gleichung (254) erhält man ferner, wenn der Abstand des zweckmässigsten Drehpunktes  $D_x$  von der Stütze A und B bezw.  $a = (m - 1)\lambda$  und  $b = (n - m + 1)\lambda$  eingeführt wird, die Spannung im  $m$ -ten unteren Gurtstück

$$Z_m = \frac{1}{nh} \left[ (Pp - Rr)(n - m + 1) + (Qq - Ss)(m - 1) \right] \quad (262)$$

Seine grösste positive Spannung erhält man also wieder, wenn der Träger innerhalb der Stützen A und B vollbelastet und ausserhalb derselben entlastet ist, die kleinste positive Spannung, wenn der umgekehrte Belastungsfall eintritt. Bei beiden Gurtsparungen ist für jeden durch den zwischen den Stützen A und B befindlichen Trägertheil geführten Schnitt  $\alpha\beta$  die ungünstigste Laststellung nach Gleichung (68) und (75) zu ermitteln.

Werden die oben angenommenen Werthe in Gleichung (255) und (256) eingeführt, so erhält man bezw. die Spannung im  $m$ -ten links steigenden Diagonalstabe

$$Y_m = \frac{d}{nh\lambda} \left[ - (Pp + Ss) + Qq + Rr \right], \quad (263)$$

und, wenn  $\frac{d}{h} = 1$  gesetzt wird, die Spannung im  $m$ -ten Verticalstabe

$$V_m = \frac{1}{n\lambda} \left[ Pp + Ss - (Qq + Rr) \right], \quad (264)$$

welche Spannungen bei den unter A. a angegebenen Belastungszuständen ihre positiven und negativen Maxima erreichen.

Setzt man  $r_3 = n_1\lambda$  und  $r' = n_1\lambda - \frac{m_1\lambda}{2}$ , so ergibt

sich aus Gleichung (257), worin  $a = (n_1 - m_1 + 1)\lambda$  beträgt, die Spannung im  $m$ -ten oberen Gurtstück

$$X_m = \frac{\lambda}{h} \left[ R_2 (m_1 - 1) + \frac{R'_1}{2} (m_1 - 2) \right] \quad (265)$$

und aus Gleichung (258), worin  $a = (n_1 - m_1)\lambda$  beträgt, die Spannung im  $m$ -ten unteren Gurtstück

$$Z_m = -\frac{m_1\lambda}{h} \left( R_2 + \frac{R'_1}{2} \right) \quad (266)$$

Die Spannung in der rechts steigenden  $m$ -ten Diagonale beträgt nach Gleichung (259)

$$Y_m^r = \frac{d}{h} (R_2 + R'_1) \quad (267)$$

Setzt man  $\frac{d}{h} = 1$ , so erhält man aus Gleichung (260) die Spannung in der  $m$ -ten Verticale

$$V_m = - (R_2 + R'_1) \quad (268)$$

$\beta$ ) **Gleiche und gleichförmig auf Knoten vertheilte Lasten.**

Wird derselbe Träger in jedem seiner unteren Knoten mit der Einzellast  $k$  beschwert, so ist für einen durch das beliebige  $m$ -te Feld des zwischen den Stützen A und B befindlichen Trägertheiles geführten Schnitt  $\alpha\beta$  und für die zweckmässigsten Drehpunkte  $D_x$  und  $D_z$  nach Gleichung (173) und (174) die Spannung in dem  $m$ -ten oberen und unteren Gurtstück bezw.

$$X_m = -\frac{1}{h} \cdot {}^a M_m \quad \text{und} \quad Z_m = \frac{1}{h} \cdot {}^a M_m, \quad (269)$$

worin der allgemeine Werth von  ${}^a M$  aus Gleichung (87), dessen Maximum und Minimum bezw. aus Gleichung (88) und (89) einzuführen ist. Der zweckmässigste Drehpunkt zur Berechnung der Spannungen  $X_m$  und  $Z_m$  fällt bezw. mit dem  $m$ -ten und  $(m - 1)$ ten Knoten zusammen, die in ihren Gleichungen enthaltenen Abstände  $a$  und  $b$  dieser Drehpunkte von den Stützen A und B nehmen daher die zu Gleichung (87) angegebenen Werthe an.

Die Spannung in der  $m$ -ten Diagonale und Verticale erhält man nach Gleichung (175) und (176) bezw.

$$Y_m = \frac{d}{h} \cdot {}^a V_m \quad \text{und} \quad V_m = - {}^a V_m, \quad (270)$$

worin der allgemeine Werth von  ${}^a V_m$  aus Gleichung (90), dessen Maximum und Minimum bezw. aus Gleichung (91) und (92) einzusetzen ist.

Für den ausserhalb der Stütze A befindlichen Trägertheil erhält man die Spannung in dem  $m$ -ten oberen und in dem unteren Gurtstück aus den Gleichungen

$$X_m = \frac{1}{h} \cdot {}^a M_m \quad \text{und} \quad Z_m = -\frac{1}{h} \cdot {}^a M_m, \quad (271)$$

in welchen der allgemeine Werth von  ${}^a M$  aus Gleichung (93), dessen grösster und kleinster Werth bezw. aus Gleichung (94) und (95) zu entnehmen ist.

Die Spannung in der  $m$ -ten Diagonale und Verticale erhält man bezw.

$$Y_m = -\frac{d}{h} \cdot {}^a V_m \quad \text{und} \quad V_m = {}^a V_m, \quad (272)$$

worin der allgemeine Werth von  ${}^a V_m$  aus Gleichung (96), dessen Maximum und Minimum bezw. aus Gleichung (97) und (98) einzusetzen ist.

$\gamma$ ) **Gleichförmig und stetig vertheilte Lasten.**

Wird derselbe Träger mit der gleichförmig und stetig vertheilten Last  $g$  beschwert, so gelten für die Spannungen der Gurten und Stäbe in dem zwischen den und ausserhalb der Stützen befindlichen Trägertheile die ihnen entsprechenden, unter  $\beta$ ) enthaltenen Gleichungen, in welche nur die zugehörigen, unter A. c.  $\gamma$ ) entwickelten Werthe von  ${}^a M$  und  ${}^a V$  einzuführen sind.

Sollen die Träger — statt einfacher — mehrfache Stabreihen erhalten, so sind dieselben, wie unter 2. A. b in ihre einfachen Systeme zu zerlegen, dieser Zerlegung entsprechend belastet anzunehmen und demgemäss mit Hilfe der Abschnitte 1. A und 2. A. b.  $\gamma$ ) zu berechnen.

**e) Parallelträger mit Stäben gleicher Neigung.**

(Stabsystem des gleichschenkeligen Dreiecks.)

$\alpha$ ) **Ungleiche und ungleich vertheilte Einzellasten.**

Besitzt ein solcher Träger bei einfachem Stabsystem zwischen den Stützen  $n$  Felder von der gleichen Weite  $\lambda$ , also die Stützweite  $l = n\lambda$  und den mittleren Abstand  $h$  seiner Gurtsschwerpunkte, s. Textfig. 90, während er innerhalb und ausserhalb der Stützen A und B in der unter  $b. \alpha$ )

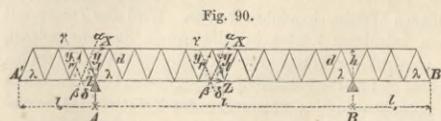


Fig. 90.

angegebenen Weise belastet wird, so erhält man unter Beibehaltung der dort geltenden Bezeichnungen für die Abstände  $a = m\lambda$  und  $b = (n - m)\lambda$  des Drehpunktes  $D_x$  bezw. von der linken und rechten Stütze aus Gleichung (253) die Spannung im  $m$ -ten oberen Gurtstück

$$X_m = -\frac{1}{nh} \left[ (Pp - Rr)(n - m) + (Qq - Ss)m \right]. \quad (273)$$

Der zur Berechnung der unteren Gurtspannung dienende zweckmässigste Drehpunkt  $D_x$  hat den Abstand  $a' = \frac{(2m - 1)\lambda}{2}$  vom linken und  $b' = \frac{(2n - 2m + 1)\lambda}{2}$  vom rechten Stützpunkt, man erhält daher durch Einführung dieser Werthe in Gleichung (254) die Spannung im  $m$ -ten unteren Gurtstück (274)

$$Z_m = \frac{1}{2nh} \left[ (Pp - Rr)(2n - 2m + 1) + (Qq - Ss)(2m - 1) \right]$$

Beide Gurte nehmen ihre Grenzspannungen an, wenn der Träger innerhalb der Stütze vollbelastet, ausserhalb derselben entlastet ist und wenn der entgegengesetzte Belastungsfall eintritt.

Wird der Werth von  $l$  in Gleichung (255) und (256) eingeführt, so erhält man die Spannung bezw. des  $m$ -ten links steigenden Stabes

$$Y_m^1 = \frac{d}{nh\lambda} \left[ -(Pp + Ss) + Qq + Rr \right] \quad (275)$$

und des  $m$ -ten rechtssteigenden Stabes

$$Y_m^2 = \frac{d}{nh\lambda} \left[ Pp + Ss - (Qq + Rr) \right]. \quad (276)$$

Beide Stäbe nehmen ihre Grenzspannungen an, wenn der Träger zwischen den Stützen A und B nur auf der linken Seite des Schnittes und ausserhalb der rechten Stütze B vollbelastet, im Uebrigen entlastet ist und wenn der Träger zwischen den Stützen A und B nur auf der rechten Seite des Schnittes und ausserhalb der linken Stütze A vollbelastet, im Uebrigen entlastet ist.

Besitzt derselbe Träger ausserhalb der Stützen A und B je  $n_1$  Felder von der Weite  $\lambda$ , also die freie Stützweite  $r_2 = n_1\lambda$  und den mittleren Abstand  $h$  seiner Querschwerpunkte, so ergibt sich aus Gleichung (257), worin  $r' = n_1\lambda - \frac{m_1\lambda}{2}$

beträgt, für den Abstand  $a = (n_1 - m_1)\lambda$  des zweckmässigsten Drehpunktes  $D_x$  von der Stütze A die Spannung im  $m$ -ten oberen Gurtstück

$$X_m = \frac{m_1\lambda}{h} \left( R_2 + \frac{R_1}{2} \right). \quad \dots \quad (277)$$

Da der zur Berechnung der unteren Gurtspannung dienende zweckmässigste Drehpunkt  $D_x$  den Abstand  $a' = \left( n_1 - \frac{(2m_1 - 1)}{2} \right)\lambda$  von der Stütze A besitzt, so erhält man durch Einführung dieses Werthes in Gleichung (258) die Spannung im  $m$ -ten unteren Gurtstück

$$Z_m = -\frac{\lambda}{2h} \left[ R_2(2m_1 - 1) + R_1(m_1 - 1) \right].$$

Aus den Gleichungen (259) und (260) ergibt sich unmittelbar bezw. die Spannung des  $m$ -ten rechts steigenden Stabes

$$Y_m^2 = \frac{d}{h} (R_2 + R_1) \quad \dots \quad (278)$$

und des  $m$ -ten links steigenden Stabes

$$Y_m^1 = -\frac{d}{h} (R_2 + R_1) \quad \dots \quad (279)$$

Aus den Gleichungen (277) bis (279) folgt, dass die Spannungen sowohl der Gurte als auch der Stäbe ihr Maximum bei voller Belastung des hervorragenden Trägertheiles zwischen dessen freiem Ende und dem Schnitt  $\alpha\beta$  erreichen.

Vorstehende Gleichungen gelten für die Belastung der oberen, der unteren, sowie der oberen und unteren Knoten des Trägers, wenn für  $P, Q, R, S, R_2$  und  $R_1$  die entsprechenden Werthe eingeführt werden. Wird der Träger mit oben belasteten Knoten in lothrechttem Sinne umgedreht, so entsteht der Träger mit entgegengesetzt steigenden Stäben und unten belasteten Knoten, dessen Gurt- und Stabspannungen in den entsprechenden Trägertheilen numerisch dieselben bleiben, nur das entgegengesetzte Vorzeichen annehmen. Werden die beiden Systeme mit entgegengesetzt steigenden und mit entweder oben oder unten belasteten Knoten zu Trägern mit zweifachem Stabsystem combinirt, so ergeben sich dessen Gurtspannungen durch Addition der Spannungen der sich deckenden Gurtstücke,

während die Spannungen der sich nicht deckenden Stäbe unverändert bleiben.

**$\beta$ ) Gleiche und gleichförmig auf Knoten vertheilte Lasten.**

Wird derselbe Träger zwischen und neben den Stützen in jedem seiner unteren Knoten bezw. mit der Einzellast  $k$  und  $k_1$  beschwert, so sind für einen durch das beliebige  $m$ -te Feld geführten Schnitt  $\alpha\beta$  die Belastungen  $P, Q, R$  und  $S$  auszudrücken und in die entsprechenden Gleichungen des vorhergehenden Abschnittes einzuführen. So hat man in den Gleichungen (273) bis (276) für den zwischen den Stützen A und B befindlichen Trägertheil  $P = (m - 1)k$ ,  $p = \frac{m\lambda}{2}$ ,  $Q = (n - m)k$ ,  $q = \frac{(n - m + 1)\lambda}{2}$ ,  $R = R_2 + R_1 = R_2 + (n_1 - 1)k_1$  bezw. mit den Hebelsarmen  $r_2 = n_1\lambda$  und  $r_1 = \frac{n_1\lambda}{2}$  und  $S = S_2 + S_1 = S_2 + (n_1 - 1)k_1$

bezw. mit den Hebelsarmen  $s_2 = n_1\lambda$  und  $s_1 = \frac{n_1\lambda}{2}$  anzunehmen, während in den Gleichungen (277) bis (279) für die ausserhalb der Stützen befindlichen Trägertheile  $R' = (m_1 - 1)k_1$  zu setzen ist.

**$\gamma$ ) Gleichförmig und stetig vertheilte Lasten.**

Wird derselbe Träger zwischen und neben den Stützen bezw. mit der gleichförmig und stetig vertheilten Last  $g$  und  $g_1$  beschwert, so sind für einen durch das beliebige  $m$ -te Feld geführten Schnitt  $\alpha\beta$  die Belastungen  $P, Q, R$  und  $S$  auszudrücken und in die entsprechenden Gleichungen des vorhergehenden Abschnittes einzuführen. So hat man in den Gleichungen (273) bis (276)  $P = 2pg$ ,  $Q = 2qg$ ,  $R = R_2 + g_1r_2$  und  $S = S_2 + g_1r_1$ , in den Gleichungen (277) bis (279) für die ausserhalb der Stützen befindlichen Trägertheile  $R' = (r_2 - 2r_1)g$  zu setzen.

**C. Querschnitte der Parallelträger.**

**a) Querschnitte der Gurten.**

Bezeichnet  $F$  den Flächeninhalt eines Gurtes,  $c$  den Abstand der Resultanten aller horizontalen Spannungen und Pressungen des Trägerquerschnittes, so ergibt sich für schmiedeeiserne Träger, wenn unter  $k$  entweder  $z$  oder  $d$  verstanden wird,

$$F = \frac{^a M_{\max}}{k \cdot c} \quad \dots \quad (280)$$

und, wenn annähernd genug  $c = h$  gesetzt werden kann,

$$F = \frac{^a M_{\max}}{k \cdot h} \quad \dots \quad (281)$$

man erhält also mit Benutzung von Gleichung (173) und (174) den Querschnittsinhalt des Obergurtes

$$F = \frac{X_{\min}}{d} \quad \dots \quad (282)$$

und des Untergurtes

$$F = \frac{^a V_{\max}}{z} \quad \dots \quad (283)$$

wonach jeder derselben mit Bezug auf seine Lage und Art der Spannung aus Flach- und Profilleisen von der erforderlichen Grösse und zweckmässigsten Gestalt zu bilden ist.

**b) Querschnitte der Stäbe.**

Bezeichnet  $F$  den Querschnitt eines beliebigen Stabes, so ist mit Bezug auf die Gleichung (175) und (176)

$$F = \frac{Y_{1\max}}{z} \quad \text{oder} \quad F = \frac{Y_{r\min}}{d} \quad \dots \quad (284)$$

und

$$F = \frac{^a V_{\max}}{z} \quad \text{oder} \quad F = \frac{^a V_{\min}}{d} \quad \dots \quad (285)$$

zu setzen, je nachdem der Stab geneigt oder lothrecht und einer Zug- oder Druckspannung ausgesetzt ist. Um die schlankeren, auf Ausbiegung beanspruchten Druckstäbe einfach auf Druck berechnen zu können, ist  $d$  mit abnehmendem Verhältniss  $\frac{\delta}{l}$  der kleinsten Querschnittsdimension zur Länge des Stabes kleiner zu nehmen. Drückt man jenes Verhältniss in Procenten aus, so darf der  $q_{em}$  eines am einen Ende festgehaltenen Stabes von

rechteckigem oder quadratischem, rundem oder ringförmigem, kreuzförmigem oder T-förmigem Querschnitt<sup>1)</sup> bei gleicher Sicherheit gegen Ausbiegung oder Zerdrückung, nachstehenden Druckäquivalenten  $d$  in kg ausgesetzt

$d/l$	□	○	+	$d/l$	□	○	+	$d/l$	□	○	+
12,6	—	—	670	9,0	527	345	340	4,0	104	78	67
12,0	—	—	603	8,0	417	312	269	3,0	59	44	38
11,7	—	670	574	7,0	318	239	206	2,0	26	20	17
11,0	—	590	517	6,0	234	176	181	1,0	06	05	04
10,1	670	498	430	5,0	162	122	105				

werden<sup>2)</sup>. Die vorstehenden Werthe von  $d$  sind bei einer drehbaren Befestigung beider Stabenden oder Festhaltung beider Stabenden mit bezw. 4 und 16 zu multipliciren.

Da die Länge  $l$  des Stabes gegeben ist und  $\delta$  zwischen verhältnissmässig engen Grenzen schwankt, also  $\frac{\delta}{l}$  annähernd bekannt ist, so entnimmt man vorstehender Tabelle den diesem Verhältnisse entsprechenden, zulässigen Druck  $d$  (je nach der Befestigungsweise des Stabes mit 4, bezw. 16 multiplicirt), durch dessen Einführung in Gleichung (284) oder (285) sich der Querschnitt  $F$  des der Gefahr einer Ausbiegung nicht ausgesetzten Stabes ergibt. Lässt sich das angenommene  $\delta$  nicht mit dem gefundenen  $F$  in Uebereinstimmung bringen, so ist für ersteres ein passender Werth anzunehmen und das soeben angegebene Rechnungsverfahren so oft zu wiederholen, bis die gewünschten Uebereinstimmung erreicht ist.

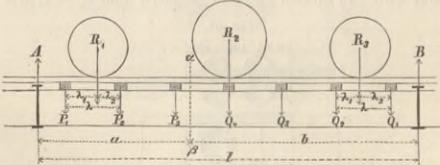
**Beispiel.** Für einen 325 cm langen, an beiden Enden drehbar befestigten, einem Drucke von 16800 kg ausgesetzten Stab mit kreuzförmigem Querschnitt, der vorläufig aus je vier Winkel-eisen von je  $7,8 \times 7,8 \times 1,3$  cm Stärke zusammengesetzt angenommen wurde, beträgt  $\frac{\delta}{l} = \frac{2 \cdot 7,8}{325} = \text{rot. } 5 \text{ Procent}$ , mithin ergibt sich aus der Tabelle  $d = 105 \cdot 4 = 420$  kg und aus Gleichung (284) oder (285)  $F = \frac{16800}{420} = 60$  qcm, während der Querschnitt jener vier Winkel-eisen  $4 \cdot 18,1 = 74,22$  qcm beträgt. Ersetzt man dieselben durch vier Winkel-eisen von je  $6,5 \times 6,5 \times 1,3$  cm Stärke und 60,84 qcm Querschnitt, so wird  $\frac{\delta}{l} = \frac{13}{324} = 4 \text{ Procent}$ , welchem der Tabellenwerth  $d = 67 \cdot 4 = 268$  kg entspricht. Hieraus ergibt sich daher der zweite Querschnitt  $F = \frac{16800}{268} = 60$  qcm, welcher mit den Abmessungen der gewählten Winkel-eisen genügend übereinstimmt.

D. Langträger (Schwellenträger).

a) Eisenbahnbrücken.

Die Langträger (Schwellenträger) von Eisenbahnbrücken werden theils durch die als Einzellasten wirkenden Raddrücke der Fahrbetriebsmittel, theils durch das gleichförmig und stetig vertheilte Eigen- und Brückenbahn-Gewicht belastet. Bei der Verkehrsbelastung wirkt entweder der Raddruck der Locomotive, des Tenders oder der angehängten Lastwagen direct auf eine Querschwellen oder er

Fig. 91.



vertheilt sich auf die beiden, in den Abständen  $\lambda_1$  und  $\lambda_2$  von demselben befindlichen Querschwellen mit der Entfernung  $\lambda$ . Im letzteren Falle ergibt sich mit Bezug auf Textfig. 91 der Druck auf die Querschwellen

$$P_1 = \frac{\lambda_2}{\lambda} R_1, \quad P_2 = \frac{\lambda_1}{\lambda} R_1, \quad P_3 = 0, \quad Q_1 = \frac{\lambda_1}{\lambda} R_3, \quad Q_2 = \frac{\lambda_2}{\lambda} R_3, \quad Q_3 = 0 \quad \text{und} \quad Q_4 = R_2.$$

1) Von der Form eines aus 5 Quadraten mit der Seite  $\frac{\delta}{3}$  gebildeten Kreuzes oder Te's.

2) Die Ableitung vorstehender Tabelle s. Deutsche Bauzeitg. Berlin 1874. S. 134 ff.

Werden die Summen der so erhaltenen Partiallasten links und rechts von einem Schnitte  $\alpha\beta$  bezw. mit  $P_1 + P_2 + \dots + P_m = \Sigma P$  und  $Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n = \Sigma Q$  und deren auf das linke und rechte Ende bezogene Momente bezw. mit

$$P_1 p_1 + P_2 p_2 + \dots + P_m p_m = \Sigma P p$$

und

$$Q_1 q_1 + Q_2 q_2 + \dots + Q_n q_n = \Sigma Q q$$

bezeichnet, so ergibt sich für die Abstände  $a$  und  $b$  des Schnittes bezw. von dem linken und rechten Auflager aus Gleichung (36) das Angriffsmoment, welches sein Maximum annimmt, wenn der Bedingung

$$\Sigma P \cdot b - \Sigma Q \cdot a \approx 0 \quad (286)$$

genügt ist. Wird die Spannweite  $l$  so gering, dass nur das Triebrad der Locomotive mit dem Drucke  $R$  auf einem Langträger Platz findet, so erhält man für dessen Mitte, also wenn  $p = q = a = b = \frac{l}{2}$  gesetzt wird, das grösste Angriffsmoment

$${}^a M_{\max} = \frac{1}{4} R \cdot l \quad (287)$$

Aus Gleichung (21) und (22) ergeben sich bei beliebigem Schnitte  $\alpha\beta$  die grössten positiven Verticalscheerkräfte

$${}^a V_{\max} = -\frac{\Sigma P p_{\min}}{1} + \frac{\Sigma Q q_{\max}}{1} \quad (288)$$

und die grössten negativen Verticalscheerkräfte

$${}^a V_{\min} = -\frac{\Sigma P p_{\max}}{1} + \frac{\Sigma Q q_{\min}}{1} \quad (289)$$

welche also bezw. an dem linken und rechten Ende des Langträgers am grössten werden.

Wird das Eigengewicht der Langträger — mit Einschluss des Gewichtes der Brückenbahn — für den  $m$  mit  $e$  bezeichnet, so erhält man für einen beliebigen Schnitt, in welchen der Drehpunkt fällt, nach Gleichung (54) das Angriffsmoment

$${}^a M = \frac{e}{2} a (l - a) \quad (290)$$

welches für die Mitte des Langträgers, also für  $a = \frac{l}{2}$  sein Maximum

$${}^a M_{\max} = e \frac{l^2}{8} \quad (291)$$

erreicht. Die zugehörige Verticalscheerkraft ergibt sich aus Gleichung (59), wird in der Mitte, also für  $x = \frac{l}{2}$  Null

und erreicht am Ende des Langträgers, also für  $x = 0$  ihr Maximum

$${}^a V = e \frac{l}{2} \quad (292)$$

Werden die Angriffsmomente und Verticalscheerkräfte mit bezw.  ${}^a M_v$  und  ${}^a V_v$  für die Verkehrsbelastung und mit bezw.  ${}^a M_o$  und  ${}^a V_o$  für das Eigengewicht bezeichnet, so erhält man die zur Berechnung der Abmessungen der Langträger erforderlichen Gesamt-Angriffsmomente und Gesamt-Verticalscheerkräfte

$${}^a M = {}^a M_v + {}^a M_o \quad \text{und} \quad {}^a V = {}^a V_v + {}^a V_o \quad (293)$$

b) Strassenbrücken.

Die gewöhnlich zahlreicheren Langträger von Strassenbrücken werden durch Verkehr und Eigengewicht meist ähnlich wie die Eisenbahnbrücken belastet und demgemäss berechnet. Wo der Verkehr als eine gleichförmig und stetig vertheilte Last  $v$  betrachtet werden kann, sind die Gleichungen (290) bis (292) anzuwenden, wenn darin  $e + v$  statt  $e$  gesetzt wird.

E. Querträger.

a) Eisenbahnbrücken.

Die Querträger erfahren ihre grösste Anspruchnahme in den Anschlüssen je zweier Langträger, wenn in denselben die relativ grössten Verticalscheerkräfte entwickelt werden.

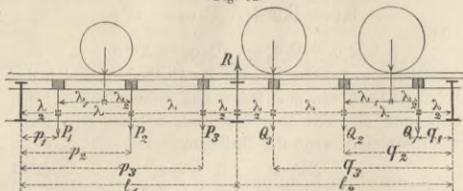
Bezeichnen

$P_1 P_2 \dots P_m$  die auf dem linken Langträger von der Länge  $l$  wirkenden grössten Schwellendrucke,

$p_1 p_2 \dots p_m$  bezw. deren Abstände von dessen linkem Ende,

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  die auf dem rechten Langträger von der Länge  $l_2$  wirkenden grössten Schwellendrücke,  $q_1, q_2, \dots, q_n$  bzw. deren Abstände von dessen rechtem Ende,

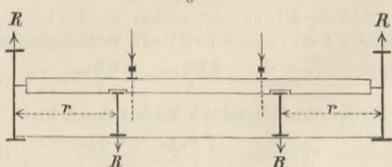
Fig. 92.



so ergibt sich mit Bezug auf Textfig. 92 der grösste Druck in dem Anschlusse je zweier Langträger an den Querträger

$$R = \frac{1}{I_1} (P_1 p_1 + P_2 p_2 + \dots + P_m p_m) + \frac{1}{I_2} (Q_1 q_1 + Q_2 q_2 + \dots + Q_n q_n) \quad (294)$$

Fig. 93.



Ist die Brücke eingeleisig, so ergibt sich für jeden der beiden Anschlusspunkte der Langträger mit Bezug auf Textfig. 93 das grösste Angriffsmoment

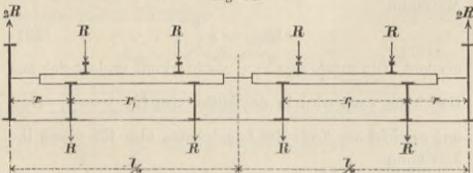
$$^a M = Rr \quad (295)$$

und die grösste Verticalscheerkraft am Anschlusse des Querträgers an den Hauptträger

$$^a V = R \quad (296)$$

Ist die Brücke zweigeleisig, so erhält man mit Bezug auf Textfig. 94 für jeden der beiden äusseren und der

Fig. 94.



beiden inneren Anschlusspunkte der Langträger bzw. das grösste Angriffsmoment

$$^a M_1 = 2Rr \quad \text{und} \quad ^a M_2 = R(2r + r_1) \quad (297)$$

ferner die grösste Verticalscheerkraft am Anschlusse des Querträgers an den Hauptträger

$$^a V = 2R \quad (298)$$

Wird das Eigengewicht des  $m$  Querträgers mit  $e$  bezeichnet, so erhält man für einen beliebigen Schnitt, in welchen der Drehpunkt fällt, aus Gleichung (290) und (291) das Angriffsmoment und dessen Maximum, ferner für einen beliebigen Schnitt aus Gleichung (59) und (292) die Verticalscheerkraft und deren Maximum.

Die zur Berechnung der Abmessungen erforderlichen gesammten Angriffsmomente und Verticalscheerkräfte ergeben sich aus der Gleichung (293).

**b) Strassenbrücken.**

Die Querträger von Strassenbrücken werden durch die Langträger meist ähnlich wie diejenigen der Eisenbahnbrücken belastet und demgemäss berechnet. Werden die in den Anschlüssen je zweier Langträger wirkenden, nach Gleichung (294) zu ermittelnden Kräfte links vom Schnitte mit  $R_1, R_2, \dots, R_m$  rechts vom Schnitte mit  $S_1, S_2, \dots, S_n$ , deren Abstände bzw. vom

linken Querträgerende mit  $r_1, r_2, \dots, r_m$

rechten Querträgerende mit  $s_1, s_2, \dots, s_n$ ,

ferner die Abstände des im Schnitte liegenden Drehpunktes vom linken und rechten Querträgerende bzw. mit  $a$  und

$b$  bezeichnet, so ergibt sich für die Trägerlänge  $l$  nach Gleichung (36) das Angriffsmoment

$$^a M = \frac{1}{l} [b (R_1 r_1 + R_2 r_2 + \dots + R_m r_m) + a (S_1 s_1 + S_2 s_2 + \dots + S_n s_n)] \quad (299)$$

und wenn, wie gewöhnlich, jene Kräfte sowie die Abstände aller Langträger untereinander gleich und zwar bzw.  $R$  und  $\lambda$  sind, mit Bezug auf Textfig. 95

Fig. 95.



$$^a M = \frac{R}{l} \left[ \frac{m(m+1)\lambda}{2} \cdot b + \frac{n(n+1)\lambda}{2} \cdot a \right] \quad (300)$$

worin  $l = (m+n+1)\lambda$  zu setzen ist.

Mit Bezug auf diese beiden verschiedenen Annahmen erhält man nach Gleichung (20) und (48) bzw. die Verticalscheerkräfte

$$^a V = \frac{1}{l} (-R_1 r_1 + R_2 r_2 + \dots + R_m r_m + S_1 s_1 + S_2 s_2 + \dots + S_n s_n) \quad (301)$$

und

$$^a V = \frac{R}{l} \left[ -\frac{m(m+1)\lambda}{2} + \frac{n(n+1)\lambda}{2} \right] \quad (302)$$

Die aus dem Eigengewichte der Querträger erwachsenen sowie die gesammten Angriffsmomente und Verticalscheerkräfte ergeben sich auf die bei Berechnung der Querträger von Eisenbahnbrücken unter a. erörterte Weise.

**F. Niet- und Bolzen-Verbindungen.**

**a) Nietverbindungen der Bleche.**

Bezeichnet  $\delta$  die Blechdicke,  $d$  den Schaftdurchmesser des Niets,  $e$  den Abstand der Nietaxen, a deren Abstand vom Blechrande, so ist, wenn die Scheerfestigkeit  $v$ , des Blechs und  $v$  der Nieten zu bzw.  $3/4$  und  $1/2$  der Zugfestigkeit  $z$  des Blechs und dessen Druckfestigkeit zu  $7/8$   $z$  angenommen wird, bei gleicher Gefahr des Ausreissens oder Zerdrückens der Bleche und Abscheerung der Nieten für

Fig. 96.

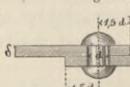
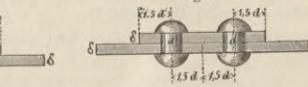


Fig. 97.



a) einfache Nietung, s. Textfig. 96, und einfache Laschennietung, s. Textfig. 97.

aa) gezogener Bleche

$$e = d \left( \frac{\pi d}{4\delta} + 1 \right) \quad (303)$$

bb) gedrückter Bleche, wenn die Nietlöcher nicht abgezogen werden,

$$e_1 = \frac{2\pi}{7} \cdot \frac{d}{\delta} \cdot d \quad (304)$$

wobei gewöhnlich  $d = 2\delta$  und mindestens  $a = 1,5d$  gewählt wird. In diesem Fall ist  $e = 2,57d$  und  $e_1 = 1,79d$ .

Fig. 98.



Fig. 99.



bb) doppelte Nietung (Kettennietung) s. Textfig. 98 u. 99, sowie doppelte Laschennietung, s. Textfig. 100

αα) gezogener Bleche

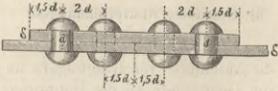
$$e = d \left( \frac{\pi d}{2\delta} + 1 \right) \dots (305)$$

ββ) gedrückter Bleche

$$e_1 = \frac{4\pi}{7} \cdot \frac{d}{\delta} \cdot d \dots (306)$$

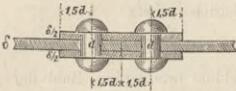
wobei man gewöhnlich  $d = 2\delta$ ,  $a = 1,5d$  und den Abstand der Nietreihen  $b = 2d$  wählt, in welchem Falle  $e = 4,14d$  und  $e_1 = 3,58d$  wird.

Fig. 100.



γ) einfache Nietung mit Doppellaschen, also zweischnittigen Nieten, s. Textfig. 101,

Fig. 101.



αα) gezogener Bleche, wenn die Laschendicke  $\delta = \frac{\delta}{2}$  gewählt wird,

$$e = d \left( \frac{\pi d}{2\delta} + 1 \right) \dots (307)$$

ββ) gedrückter, dicht zusammenstossender Bleche, wenn die Laschendicke mit  $\delta_1$  bezeichnet wird,

$$e_1 = 2\pi \frac{(\delta + 2\delta_1)d^2}{7\delta\delta_1} \dots (308)$$

wobei man gewöhnlich  $d = 2\delta$  und  $a = 1,5d$  wählt, in welchem Fall  $e = 4,14d$  und  $e_1 = 2,28d$  wird.

δ) doppelte Nietung (Kettennietung) mit Doppellaschen von der Dicke  $\delta_1 = \frac{\delta}{2}$ , also mit zweischnittigen Nieten, s. Textfig. 102 u. 103, für gezogene Bleche

Fig. 102.

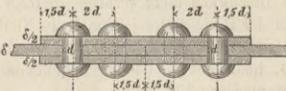
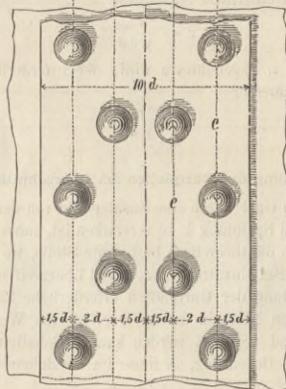


Fig. 103.



$$e = d \left( \frac{\pi d}{\delta} + 1 \right) \dots (310)$$

wobei man gewöhnlich  $d = 2\delta$ ,  $a = 1,5d$ ,  $b = 2d$  und den Abstand der beiden mittleren Nietreihen  $c = 3d$  annimmt, in welchem Falle  $e = 7,28d$  wird. Die Festigkeitsverminderung der gezogenen Bleche  $\sigma = \frac{d}{e}$  ergibt sich, wenn überall  $d = \frac{\delta}{2}$  gesetzt wird, für die vorstehenden 4 Fälle bzw.

1) Bei Anwendung nur einer Lasche wird

$$e_1 = \frac{2\pi(\delta + \delta_1)d^2}{7\delta\delta_1} \dots (309)$$

$$\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3 : \sigma_4 = 0,39 : 0,24 : 0,24 : 0,14. \dots (311)$$

Bezeichnet  $\lambda$  die Entfernung der Plattenstöße, also die Länge der Bleche, so ist der Materialaufwand für einfache und doppelte Vernietung mit Doppellaschen von bzw.  $6d = 12\delta$  und  $10d = 20\delta$ , Breite derselbe, wenn

$$\frac{\delta}{\lambda} (\lambda + 12\delta) = \frac{\delta}{\lambda} (\lambda + 20\delta). \dots (312)$$

Bei gleicher Festigkeit für  $\sigma_2 = 0,24$  und  $\sigma_1 = 0,14$  muss  $\delta(1 - 0,24) = \delta'(1 - 0,14)$ , also  $\delta_2 = 0,9\delta$  sein, in welchem Falle  $\lambda = 42\delta$  wird. Ist  $\lambda > 42\delta$ , so gewährt die doppelte, ist  $\lambda < 42\delta$ , die einfache Nietung eine Materialersparnis.

**b) Nietverbindungen der Stäbe.**

a) Befestigung der Stabendnen.

αα) Gezogene Stäbe.

Bezeichnet  $F$  den nutzbaren Querschnitt (Nettoquerschnitt) eines ein- oder zweitheiligen Stabes,

$n$  die Anzahl der zu seinem Anschlusse nöthigen Nieten vom Durchmesser  $d$ ,

so ist für einseitigen Anschluss, also einschnittige Niete  $n \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4} = F$ , woraus entweder, bei gegebener Zahl der Niete, deren Schaftstärke

$$d = 2\sqrt{\frac{F}{n\pi}} \dots (313)$$

oder, bei angenommener Schaftstärke, welche mit zunehmender Stabdicke 2 bis 2,6 cm beträgt, die Nietenzahl

$$n = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{F}{d^2} \dots (314)$$

für zweiseitigen Anschluss, also zweischnittige Niete  $2n\pi \frac{d^2}{4} = F$ , woraus bzw. deren Schaftdicke

$$d = \sqrt{\frac{2F}{n\pi}} \dots (315)$$

und Nietenzahl

$$n = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{F}{d^2} \dots (316)$$

gefunden wird.

ββ) Gedrückte Stäbe.

Bezeichnet  $F$  den vollen Querschnitt (Bruttoquerschnitt) eines ein- oder zweitheiligen Stabes, so ist, wenn alle übrigen Bezeichnungen beibehalten werden und wie

früher  $v = z$  und die Druckfestigkeit  $k$  zu  $\frac{7}{8}$  von  $z$  oder

$v$  angenommen wird, für einschnittige Niete  $n \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4}$

$$= \frac{7}{8} F, \text{ woraus entweder die Schaftstärke}$$

$$d = \sqrt{\frac{7F}{2\pi n}} \dots (317)$$

oder die Nietenzahl

$$n = \frac{7}{2\pi} \cdot \frac{F}{d^2} \dots (318)$$

erhalten wird. Für zweischnittige Niete ergibt sich bzw.

$$d = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{7F}{\pi n}} \dots (319)$$

und

$$n = \frac{7}{4\pi} \cdot \frac{F}{d^2} \dots (320)$$

**β) Vertheilung der Niete.**

αα) Gezogene Stäbe.

Werden zum Anschlusse der Stäbe 1, 2, 3... Nietreihen bzw. mit der Nietenzahl  $n_1, n_2, \dots$  erforderlich, so ist, wenn die früheren Bezeichnungen beibehalten werden, bei gleicher Sicherheit gegen Zerreißen in allen Nietreihen für die beliebige  $m$ -te Nietreihe

$$n_m \cdot d \delta = n_{m-1} \left( d\delta + \frac{\pi d^2}{4} \right) \dots (321)$$

woraus sich die Nietenzahl der  $m$ -ten Reihe

$$n_m = \frac{d\delta + \frac{\pi d^2}{4}}{d\delta} \cdot n_{m-1} \dots (322)$$

aus derjenigen der vorhergehenden, mithin als eine zu-

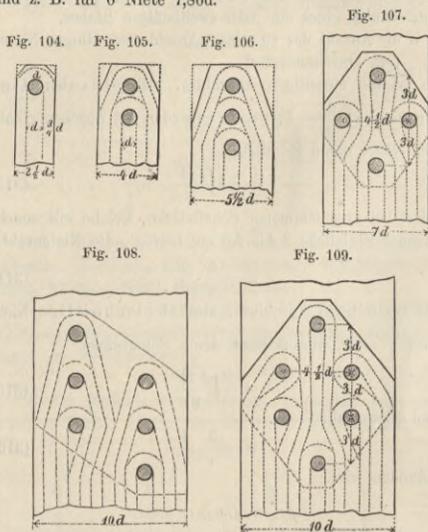
nehmende ergibt. Hiernach nimmt man die Nietenzahl der ersten Reihe möglichst klein, z. B. 1 bis 2 an und lässt sie in den folgenden Reihen zur möglichst gleichmässigen Vertheilung des Zuges auf alle Nieten in denselben allmählich, z. B. um je 1 Niet, zunehmen. Nimmt man mit Schwedler<sup>1)</sup> an, dass sich der Stab in 2 n Stränge zerlegen lasse, mittels deren er an n Nieten aufgehängt sei, s. Textfig. 104 bis 109, so muss, wenn  $\beta$  die Breite eines solchen Stranges bezeichnet,  $\frac{\pi d^2}{4} = 2\beta\delta$ , also  $\beta = \frac{\pi}{8} \cdot \frac{d^2}{\delta}$  und die Stabbreite

$$b = \frac{\pi n}{4} \cdot \frac{d^2}{\delta} + d = d \left( \frac{\pi n}{4} \cdot \frac{d}{\delta} + 1 \right)$$

betragen. Nimmt man  $\delta = 0,4d$  bis  $0,8d$ , also im Mittel zu  $0,6d$  an, so beträgt die mittlere Stabbreite

$$b = d (1,31 n + 1)$$

und z. B. für 6 Niete 7,86d.



Um die Bildung dieser Stränge möglichst zu befördern, ist das überflüssige Material der Stabenden oder der zum Anschluss von Stäben dienenden Laschen in der durch die Textfiguren 104 bis 109 angegebenen Weise zu beseitigen.

*ββ) Gedrückte Stäbe.*

Bei der entgegengesetzten Anspruchnahme der Stäbe tritt zweckmässig statt der Zunahme eine Abnahme der Nietenzahl von der 1-ten bis zur m-ten Reihe ein.

**c) Bolzenverbindungen der Stäbe.**

Wird zum Anschluss eines Stabes von der Dicke  $\delta$ , dem nutzbaren Querschnitt F und dem vollen Querschnitt  $F_1$ , ein Bolzen von dem Durchmesser d angewandt, so beträgt der Bolzendurchmesser

*α) bei gezogenen Stäben*

$$d = 2 \sqrt{\frac{F}{\pi}} \dots \dots \dots (323)$$

*β) bei gedrückten Stäben*

$$d = 2 \sqrt{\frac{F_1}{\pi}} \dots \dots \dots (324)$$

Bezeichnet S die Zug- oder Druckspannung des Stabes und v die Abscheerungsfestigkeit des Bolzens, so ist

$$S = v \cdot \frac{\pi d^2}{4} \dots \dots \dots (325)$$

und wenn  $k_1$  den Druck auf die Flächeneinheit des Bolzens und die Laibung des Bolzenloches bezeichnet,

$$k_1 = \frac{S}{\delta d} \dots \dots \dots (326)$$

1) Vgl. Wochenblatt, herausg. v. Mitgl. d. Arch.-Ver. zu Berlin 1867. S. 463 u. 464.

Wird wieder  $v = \frac{8}{7} k$  angenommen, so ist  $S = \frac{2\pi d^2}{7} k$  und, wenn man diesen Werth einführt, so ist der Druck

$$k_1 = \frac{2\pi}{7} k \cdot \frac{d}{\delta} = 0,9 k \cdot \frac{d}{\delta} \dots \dots (327)$$

welcher, da stets  $d > 2\delta$ , den Druck k übersteigt, weshalb sich zur Vermehrung dieser Festigkeit die Anwendung eines härteren Materials, also der Gebrauch von Stahlbolzen und eine Verstärkung der Stabenden empfiehlt.

**d) Besondere Nietverbindungen.**

*α) Trägeranschlüsse.*

Ist für die Anschlüsse von Langträgern an die Querträger oder von Querträgern an die Hauptträger, s. Textfig. 110, die grösste, dem Auflagerdruck gleiche Verticalscheerkraft  $^aV_{max}$  ermittelt, so ergibt sich für die Abscheerungsfestigkeit v des qem Nietbolzen die Querschnittsfläche sämtlicher, zum Anschluss erforderlicher Niete

$$F = \frac{^aV_{max}}{v} \dots \dots (328)$$

Die zum Anschluss erforderliche Zahl der Niete mit dem Schaft-Durchmesser d ist

$$n = \frac{4}{\pi d^2} F \dots \dots (329)$$

wenn die Niete — wie bei a a — einschnittig und

$$n' = \frac{n}{2} = \frac{2}{\pi d^2} F \dots \dots (330)$$

wenn sie — wie bei b b — zweischnittig sind. Wird n angenommen, so erhält man den erforderlichen Nietdurchmesser im ersten Falle

$$d = 2 \sqrt{\frac{F}{n\pi}} \dots \dots \dots (331)$$

im zweiten Falle

$$d = \sqrt{\frac{2F}{n\pi}} \dots \dots \dots (332)$$

Damit der von dem Niet innerhalb seines Nietloches auf die Blechwand von der Dicke  $\delta$  ausgeübte Druck (Lochdruck) diese Blechwand nicht verbiege, beträgt für einen auf den qem der Horizontalprojection jenes Nietloches ausgeübten grössten zulässigen Lochdruck w, welcher für den qem zu 600, höchstens zu 900 k angenommen werden kann, die erforderliche Nietenzahl

$$n = \frac{^aV_{max}}{w d \delta} \dots \dots \dots (333)$$

oder, wenn n angenommen wird, der erforderliche Nietbolzendurchmesser

$$d = \frac{^aV_{max}}{n w \delta} \dots \dots \dots (334)$$

*β) Vernietung der Gurtplatten am Querschnittswechsel.*

Wo ein Gurt durch eine Zusatzplatte von der Breite  $\beta$ , Dicke  $\delta$  und Spannung k zu verstärken ist, muss das Ende der letzteren die theoretisch bestimmte Stelle, wo der Querschnittswechsel einzutreten hat, soviel übergreifen, dass die zur Verbindung der Gurtplatten erforderliche Zahl n der einschmittigen Niete in der zuvor erörterten Weise untergebracht und vertheilt werden kann. Behalten k und v ihre frühere Bedeutung, so muss im vorstehenden Fall

$$n = \frac{4\beta\delta}{\pi d^2} \cdot \frac{k}{v} \dots \dots \dots (335)$$

sein, worin annähernd  $\frac{k}{v} = 1$  gesetzt werden kann.

*γ) Vernietung zur Uebertragung von Horizontalscheerkräften.*

Bezeichnet  $^aH_{max}$  die zwischen zwei zu verbindenden Horizontalplatten innerhalb der Längeneinheit auftretende grösste Horizontalscheerkraft, so beträgt die grösste zulässige Entfernung der zur Verbindung beider Platten erforderlichen einschmittigen Niete

$$c = \frac{v\pi d^2}{4} \cdot \frac{1}{^aH_{max}} \dots \dots \dots (336)$$

und, wenn die Nietentfernung angenommen wird, der kleinste Nietdurchmesser

$$d = \sqrt{\frac{4e}{\pi V} \cdot H_{\max}} \dots (337)$$

F. Die Querverbände.

a) Die verticalen Querverbände.

α) Brücken mit auf den Trägern ruhender Bahn.

Bezeichnen AC und BD, s. Textfig. 111, zwei gegenüber befindliche Vertical- oder Hauptträger, AB den zwischenliegenden Querträger der Brückenbahn, ferner CD und AD bezw. die zur Verticalversteifung erforderliche Transversale und Diagonale, so wird der Verticalquerverband dann am meisten beansprucht, wenn der grösste Winddruck W die über denselben befindlichen Eisenbahnwagen oder Strassenfahrwerke von der Höhe i längs der auf ihn entfallenden Strecke — welche der Summe der halben Abstände  $\lambda_1$  und  $\lambda_2$  von den beiden benachbarten Verticalquerverbänden entspricht — trifft. Nimmt man den stärksten Winddruck auf den qm  $w = 150$  kg an, so ist hiernach

$$W = i \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{2} w = i(\lambda_1 + \lambda_2) 75 \dots (338)$$

zu setzen. Führt man nun durch den Verticalquerverband den wagrechten Schnitt  $\alpha\beta$ , so ergibt sich, mit Bezug auf die Bezeichnungen

der Figur, für den Punkt D als Drehpunkt die Momentengleichung  $-V_1 a + W(e + b) = 0$  und hieraus die Spannung der linken Verticalen

$$V_1 = \frac{e + b}{a} W \dots (339)$$

für den Punkt A als Drehpunkt die Momentengleichung  $V_2 a + We = 0$  und hieraus die Spannung der rechten Verticalen

$$V_2 = -\frac{e}{a} W \dots (340)$$

Da die wagrechte Komponente der Spannung Y jener Diagonalen den Winddruck W als Horizontalscheerkraft aufzunehmen hat, so muss nach Gleichung (3)  $Y \frac{a}{d} + W = 0$ , also die Diagonalspannung

$$Y = -\frac{d}{a} W \dots (341)$$

sein, worin die Länge der Diagonale  $d = \sqrt{a^2 + b^2}$  ist. Für den schrägen Schnitt  $\delta\beta$  und den Punkt D als Drehpunkt erhält man die Momentengleichung  $Xb + o = 0$ , also die Spannung der oberen Transversalen

$$X = 0 \dots (342)$$

ferner für den schrägen Schnitt  $\alpha\gamma$  und den Punkt B als Drehpunkt die Momentengleichung  $Zb + We = 0$ , also die Spannung der unteren Transversalen

$$Z = -\frac{e}{b} W \dots (343)$$

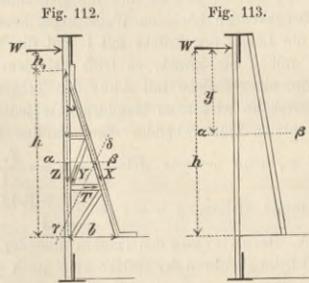
Wirkt der Winddruck von der entgegengesetzten Seite, so nehmen alle Momente von W, folglich auch die hiervon abhängigen Spannungen  $V_1, V_2$  und Z die entgegengesetzten Vorzeichen an, während durch Einführung von  $-W$  statt W in Gleichung (341) Y positiv wird, also einer Zugspannung der Diagonale entspricht. Wird daher, wie gewöhnlich, eine Gegendiagonale angeordnet, so erleidet dieselbe bei der zuerst angenommenen Windrichtung eine Zugspannung. Beide Diagonalen können alsdann für Zug konstruiert werden. Dagegen müssen sowohl die beiden

Verticalen als auch die untere Transversale für Zug und Druck und zwar für den grössten Zug und Druck bemessen werden.

Bei Eisenbahnbrücken lässt sich die grösste Höhe der Wagen zu 2,8 m und der Abstand ihrer Unterkante von der oberen Transversalen zu 0,95 m, s. Textfig. (111), also der obige Abstand  $e = \frac{2,8}{2} + 0,95 = 2,35$  m annehmen.

β) Brücken mit zwischen den Hauptträgern ruhender Bahn.

Wird die Höhe des vom Winde getroffenen Obergurtes mit i, die Weite der beiden benachbarten Felder mit  $\lambda_1$  und  $\lambda_2$  bezeichnet, so ergibt sich der Winddruck W aus Gleichung (338). Besteht die Querversteifung einer oben freien Verticalen aus einer gesäumten dreieckigen oder trapezförmigen Blechwand, so ergibt sich mit Bezug auf einen in dem Abstände y von oben gefertigten Horizontalschnitt  $\alpha\beta$ , s. Textfig. 113, die Momentengleichung



$Wy - \frac{s}{a_x} \cdot t_y = 0$ , worin  $t_y$  das mit dem Abstände y wachsende Trägheitsmoment des Querschnittes bezeichnet und wieder der kleinere der beiden Quotienten  $\frac{z}{a_x}$  oder  $\frac{d}{a_d}$  statt  $\frac{s}{a_x}$  zu setzen ist. Man erhält hieraus entweder das variable Biegemoment

$$\frac{t_y}{a_x} = \frac{y}{s} W \dots (344)$$

woraus sich der erforderliche Querschnitt der Querversteifung gegen Winddruck bestimmen lässt und welches für  $y = h$  sein Maximum erreicht, oder die Spannung

$$s = y \frac{a_x}{t_y} W \dots (345)$$

welche der durch die Eigengewichts- und Verkehrsbelastung der Hauptträger erzeugten Spannung zuzurechnen ist.

Besteht die Querversteifung einer Verticalen aus einem dreieckigen Fachwerk mit n Feldern von der gleichen Höhe  $\lambda$ , s. Textfig. 112, so erhält man mit Bezug auf deren Bezeichnungen für den durch das beliebige m-te Feld geführten Schnitt  $\alpha\beta$ , die Spannung in dem geneigten Gurte

$$X = -\frac{n(m\lambda + h_1)d}{mbh} W \dots (346)$$

worin  $d = \sqrt{b^2 + h^2}$  zu setzen ist, die Spannung in dem lothrechten Gurte

$$Z = \frac{n(\lambda(m-1) + h_1)}{(m-1)b} W \dots (347)$$

und die Spannung in der rechts steigenden Diagonale

$$Y = -\frac{h_1 d}{m\lambda b} W \dots (348)$$

Für den schrägen Schnitt  $\gamma\delta$  ergibt sich die Spannung in der m-ten Transversalen

$$T = \frac{h_1}{m\lambda + h_1} W \dots (349)$$

Weht der Wind von der entgegengesetzten Seite, so werden sämtliche Momente des Winddruckes negativ und die zuvor entwickelten Spannungen X, Z, Y und T nehmen die entgegengesetzten Vorzeichen an.

Erstreckt sich das Fachwerk bis zu dem Obergurte,

in welchem Falle  $h_1 = 0$  wird, so beträgt die Spannung in dem geneigten Gurte

$$X = -\frac{\sqrt{a^2 + h^2}}{a} W \quad (350)$$

und in dem lothrechten Gurte

$$Z = \frac{h}{a} W, \quad (351)$$

welche beide constant sind, während Y und T Null werden, also das zwischen beiden befindliche, zur Aussteifung beider Gurte dienende Stabwerk eine Spannung durch Winddruck überhaupt nicht mehr annimmt.

Ist Höhe genug vorhanden, um die Verticalen oben durch Transversalen verbinden zu können, so übernimmt jede Verticale die Hälfte der obigen Spannungen. Wirkt derselbe Winddruck auf beide Obergurte, so erfährt jede Verticale die obigen Spannungen.

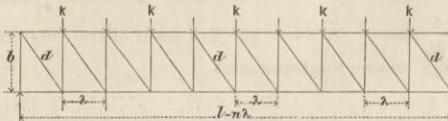
**b) Die horizontalen Querverbände.**

Wird die einem normalen Winddruck ausgesetzte Seitenfläche der ganzen Brücke und die Seitenfläche eines dieselbe bedeckenden höchsten Wagenzuges bzw. mit  $F_0$  und  $F_v$ , die Länge der Brücke mit  $l$  und die Weite der  $n$  Felder mit  $\lambda$  bezeichnet, so trifft bei dem grössten auf den  $qm$  einer Brücke mit über den Trägern ruhender Verkehrsbahn wirkenden Winddruck  $w$  jeden Knoten des horizontalen Querverbandes eine ständige Belastung  $e = \frac{F_0 \lambda}{l} w$ , eine bewegte Belastung  $v = \frac{F_v \lambda}{l} w$  und

eine gesammte Belastung  $e + v = \frac{(F_0 + F_v) \lambda}{l} w$  durch

Winddruck. Bei zwischen den Trägern ruhender Brückenbahn wird beim Befahren der Brücke zwar noch der ganze Wagenzug, aber nur noch die Seitenfläche  $F_0$  der Brücke getroffen, mithin beträgt die gesammte Windbelastung auf einen ihrer Knoten nur noch  $e + v = \frac{(F_0 + F_v) \lambda}{l} w$ .

Fig. 114.



Wird die Breite des Horizontalverbandes mit  $b$ , die Länge der Diagonalen mit  $d = \sqrt{b^2 + \lambda^2}$  bezeichnet, s. Textfig. 114, so erhält man aus Gleichung (185) die grösste Spannung des dem Winde zugewandten Gurtes

$$X_m = -\frac{e + v}{2} \cdot \frac{\lambda}{b} m(n - m), \quad (352)$$

aus Gleichung (186) die grösste Spannung des dem Winde abgewandten Gurtes

$$Z_m = \frac{e + v}{2} \cdot \frac{\lambda}{b} (m - 1)(n + 1 - m), \quad (353)$$

aus Gleichung (188) die grösste positive Spannung der Diagonalen

$$Y_{m \max} = \frac{e}{2} \cdot \frac{d}{b} (n + 1 - 2m) + \frac{v}{2} \cdot \frac{d}{b} (n - m)(n + 1 - m), \quad (354)$$

aus Gleichung (189) die grösste negative Spannung der Diagonalen

$$Y_{m \min} = \frac{e}{2} \cdot \frac{d}{b} (n + 1 - 2m) - \frac{v}{2} \cdot \frac{d}{b} \frac{m(m - 1)}{n}, \quad (355)$$

aus Gleichung (191) die grösste positive Spannung der Transversalen

$$T_{m \max} = -\frac{e}{2} (n + 1 - 2m) + \frac{v}{2} \frac{m(m - 1)}{n} = -\frac{b}{d} \cdot Y_{m \min}$$

und aus Gleichung (192) die grösste negative Spannung der Transversalen

$$T_{m \min} = -\frac{e}{2} (n + 1 - 2m) - \frac{v}{2} \frac{(n - m)(n + 1 - m)}{n} = -\frac{b}{d} \cdot Y_{m \max}, \quad (357)$$

während die grösste Druckspannung der Endtransversalen

$$T_{0 \min} = -\frac{e + v}{2} (n - 1) \text{ beträgt. Wirkt der Wind von}$$

der entgegengesetzten Seite auf denselben Horizontalverband, so ergeben sich für dessen analog gelegene Theile dieselben Spannungen. Die Gurtspannungen des Horizontalverbandes müssen von denjenigen Trägergurten aufgenommen werden, zwischen welche der Horizontalverband eingeschaltet ist. Die Diagonalen werden ihren grössten Zugspannungen entsprechend konstruirt, während die grössten Druckspannungen der Transversalen von den Querträgern aufzunehmen sind. Bei Brücken mit geringeren Spannweiten erhalten die Diagonalen meist einen und denselben Querschnitt, dessen Abmessungen nach den Spannungen der Enddiagonalen zu bemessen sind.

Erhalten Parallelbalkenbrücken zwei Horizontalverbände, wie dies bei solchen mit auf den Trägern ruhender Bahn stets, bei solchen mit zwischen die Träger eingeschalteter Bahn stets dann geschieht, wenn zwischen dem oberen Horizontalverband und der Brückenbahn die für den Verkehr erforderliche lichte Höhe verbleibt, so hat der unmittelbar unter der Brückenbahn angeordnete Horizontalverband stets den vollen Winddruck auf die Brückenwand aufzunehmen, während die andere Hälfte desselben von dem zweiten Horizontalverbände zu übertragen ist. Hiernach vertheilt sich die ständige Windbelastung  $e$  in zwei Theile  $e_1$  und  $e_2$ , welche meist nahezu oder ganz gleich sind. Uebrigens ist die statische Berechnung doppelter Horizontalverbände der vorstehenden analog zu führen.

Horizontalverbände von Parallelbalkenbrücken, deren Felder ungleich und deren Knoten ungleich belastet sind, hat man analog, jedoch mit Zugrundelegung der allgemeinen Gleichungen: der Angriffsmomente für die Gurtspannungen und der Transversalscheerkräfte für die Zwischenstäbe statisch zu berechnen.

*Beispiel:* Besitzt die auf Seite 28 beschriebene Brücke 8 m Breite und einen Horizontalverband von vier je  $2 \cdot 2,5 = 5$  m weiten Feldern, so beträgt bei einer Gurtungshöhe von 0,18 m, bei einer freien Länge und einer Breite der Verticalen von bezw. 2,08 und 0,15 m und 8 Haupt- sowie 2 Gegendiagonalen von 2,9 m Länge und  $\frac{0,15 + 0,135 + 0,125 + 0,11 + 0,08}{5} = 0,12$  m mittlerer Breite,

eine Fahrchiene von 0,13 m Höhe, 24 Querschwellen von 0,22 m Höhe und Breite, 10 Anschlussplatten von 0,16 · 0,16 qm Inhalt der dem Wind ausgesetzten Fläche und 8 Schwellenträgern von 0,3 m Höhe, so misst die vom Winde normal getroffene Eisenfläche 22,2 qm.<sup>1)</sup> Für einen Winddruck auf den  $qm$  von 150 kg beträgt also die ständige Windbelastung der Brücke im Ganzen  $150 \cdot 22,2 = 3330$  kg, für den  $m = \frac{3330}{20} = rd. 170$  kg und für jeden Knoten

des aus vier Feldern von je  $2 \cdot 2,5 = 5$  m Weite bestehenden Horizontalverbandes  $e = 5 \cdot 170 = 850$  kg. Beim Befahren der ganzen Brücke mit geschlossenem Wagen von 2,8 m grösster Höhe werden die unten mit 1 bis 3 bezeichneten Theile der Brücke nicht mehr, sondern nur noch die mit 4 bis 7 bezeichneten Theile derselben mit  $12,31$  qm Flächeninhalt im Ganzen und von  $\frac{12,31}{20} = 0,615$  qm Flächeninhalt für den  $m$  vom Winde getroffen. Der grösste Winddruck auf den Horizontalverband beträgt  $150(2,8 + 0,615) = 3,415 \cdot 150 = rd. 520$  kg für den  $m$  und  $e + v = 5 \cdot 520 = 2600$  kg für den Knoten. Zieht man den Winddruck bei vollbelasteter und bei entlasteter Brücke von einander ab, so erhält man den veränderlichen Winddruck  $v = 2600 - 850 = 1750$  kg. Werden diese sowie die

Werthe  $\lambda = 2,5$  m,  $b = 4,5$  m,  $d = \sqrt{2,5^2 + 4,8^2} = 6,9$  m in die entsprechenden Gleichungen eingeführt, so ergeben sich die Spannungen der einzelnen Theile des Windverbandes. Aus Gleichung (185) erhält man die Spannung in jenem dem Wind zugewandten Gurte

$$X_m = -\frac{2600}{2} \cdot \frac{5}{4,5} m(4 - m),$$

daher für

1) Man erhält nämlich für:

- |   |         |
|---|---------|
| 1. die obere Gurtung 20 · 0,18 = . . .              | 3,60 qm |
| 2. die neun Verticalen 9 · 2,08 · 0,15 = . . .      | 2,81 "  |
| 3. die zehn Diagonalen 10 · 2,9 = . . .             | 3,48 "  |
| zusammen 9,99 qm                                    |         |
| 4. die Fahrchiene 20 · 0,13 = . . .                 | 2,60 qm |
| 5. die 24 Querschwellen 24 · 0,22 · 0,22 = . . .    | 1,15 "  |
| 6. die 10 Anschlussplatten 10 · 0,16 · 0,16 = . . . | 2,56 "  |
| 7. die acht Schwellenträger 20 · 0,30 = . . .       | 6,00 "  |
| zusammen 12,31 qm                                   |         |
| alles zusammen 22,20 qm w. o.                       |         |

m =	1	2	3	4
X =	-4059	-5412	-4059	0 kg

aus Gleichung (186) die Spannung in jenem, dem Wind abgewandten Gurte

$$Z_m = \frac{2600}{2} \cdot \frac{5}{4,8} (m-1)(5-m),$$

daher für

m =	1	2	3	4
Z =	0	4059	5412	4059 kg

aus Gleichung (188) die grösste Zugspannung der Diagonalen

$$Y_{m \max} = \frac{850}{2} \cdot \frac{6,9}{4,8} (5-2m) + \frac{1750}{2} \cdot \frac{6,9}{4,8} \cdot \frac{(4-m)(5-m)}{4}$$

$$= 612(5-2m) + 315(4-m)(5-m),$$

aus Gleichung (189) die grösste Druckspannung der Diagonalen

$$Y_{m \min} = \frac{850}{2} \cdot \frac{6,9}{4,8} (5-2m) - \frac{1750}{2} \cdot \frac{6,9}{4,8} \cdot \frac{m(m-1)}{4}$$

$$= 612(5-2m) - 251,56m(m-1),$$

daher für

m =	1	2	3	4
$Y_{m \max}$	5616	2502	18	-1836 kg
$Y_{m \min}$	1836	-18	-2502	-5616 kg

aus Gleichung (191) die grösste Zugspannung der Transversalen

$$T_{m \max} = -\frac{4,8}{6,9} \cdot Y_{m \min} = -0,695 Y_{m \min},$$

aus Gleichung (192) die grösste Druckspannung der Transversalen

$$T_{m \min} = -\frac{4,8}{6,9} \cdot Y_{m \max} = -0,695 \cdot Y_{m \max},$$

daher für

m =	1	2	3	—
$T_{m \max}$	-1276	12,5	1739	kg
$T_{m \min}$	-3903	-1739	-12,5	"

Für die Spannung der Transversale  $T_0$  am Anfang und  $T_4$  am Ende des Trägers erhält man noch bezw. die Grenzwerte:

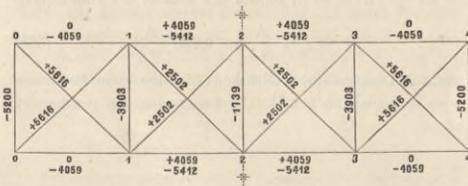
$$T_{0 \max} = -\frac{1750}{2} = -875 \text{ kg}, T_{0 \min} = -2 \cdot 2600 = -5200 \text{ kg}$$

und

$$T_{4 \max} = -\frac{2600}{2} = -1300 \text{ kg}, T_{4 \min} = -\frac{1750}{2} = -875 \text{ kg}.$$

Werden die so gefundenen Spannungszahlen zusammengestellt und zugleich die bei entgegengesetzter Windrichtung entstehenden Spannungen in den einzelnen Theilen des Horizontalverbandes berücksichtigt, so ergibt sich das Schema der Spannungszahlen in Textfig. 113.

Fig. 113.



Erhalten alle Diagonalen eine Breite von 8 cm und eine Stärke von 1,3 cm und werden sie mit einem Niet von 2 cm Durchmesser angeschlossen, so ergibt sich ein nutzbarer Querschnitt von  $(8-2) \cdot 1,3 = 7,8$  qcm, mithin erfahren die am meisten beanspruchten Enddiagonalen eine grösste Zugspannung des qcm von nur  $\frac{5616}{7,8} = 720$  kg.

Als auf Druck beanspruchte Transversale fungieren die Querträger der Brücke, deren untere Gurten gezogen werden, folglich, wenn jener Druck hinzukommt, einen geringeren Zug zu erleiden haben. Da die Druckspannungen der Gurten des Horizontalverbandes die Zugspannungen der Untergurten des Trägers vermindern, so kommen nur die Zugspannungen der ersteren in Betracht, weil sie die Zugspannungen der letzteren vermehren, also bei Dimensionierung der letzteren zu berücksichtigen sind. Werden die früher gefundenen Last-Spannungen der Untergurten in Textfig. 113 zu den jetzt gefundenen positiven Wind-Spannungen addirt, so erhält man die Gesamtspannungen des Untergurtes

Heinzerling, Eisernen Parallelbalkenbrücken. Zweite Auflage.

$$Z_1 = -4059 \text{ kg} \dots \dots \dots = Z_4$$

$$Z_2 = 25725 \text{ kg} \dots \dots \dots = Z_7$$

$$Z_3 = 44100 + 4059 = 48159 \text{ kg} = Z_6$$

$$Z_4 = 55125 + 4059 = 59184 \text{ kg} = Z_5,$$

mit Hälfte deren dessen Querschnitte in den einzelnen Feldern zu ermitteln sind.

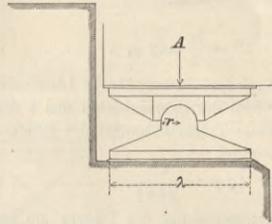
G. Die Lager.

a) Abmessungen der Lagerplatten.

a) Feste Lager.

Die Grösse der Lagerplatte eines festen Lagers, s. Textfig. 114, hängt, abgesehen von ihrer eigenen Festig-

Fig. 114.



keit, von dem Drucke A eines Trägerendes und der Druckfestigkeit p des Pfeilermauerwerkes ab. Bezeichnet  $\beta$  die Breite und  $\lambda$  die Länge der Unterlagplatte, so ist

$$p\beta\lambda = A, \dots \dots \dots (358)$$

worin  $\beta$  nach der Breite b der unteren Trägergurtung zu bestimmen ist und im Mittel  $\beta = 1,5b$  gesetzt werden kann, woraus sich die Länge der Unterlagplatte

$$\lambda = \frac{A}{1,5bp} \dots \dots \dots (359)$$

ergibt. Hierin kann p bei Mörtelmauerwerk zu 5-7 kg, bei Cementmauerwerk zu 10-14 kg für den qcm gesetzt werden. Nimmt man an, dass der Druck des Trägerendes in der Mitte der Lagerplatte angreift und die Lagerplatte auf die Entfernung  $\lambda_1$  freiliegt, so ergibt sich deren Stärke

$$\delta = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{6\lambda_1}{\beta z} \cdot A} \dots \dots \dots (360)$$

worin z die grösste zulässige Zugspannung des Gusseisens bezeichnet.

Beispiel: Für ein Trägerende der auf Seite 10 beschriebenen Brücke beträgt

$$A = \frac{1}{4} (e+v) = \frac{30}{4} (1,70+5,76) = 55,95 \text{ t},$$

mithin, wenn bei Anwendung von Granitquadern  $p = 0,02 \text{ t}$  für den qcm angenommen wird, der Flächeninhalt der Unterlagplatte

$$\beta\lambda = \frac{A}{p} = \frac{55,95}{0,02} = 2800 \text{ qcm}.$$

Beträgt die Breite der Gurtung  $b = 30 \text{ cm}$ , also  $\beta = 1,5 \cdot 30 = 45 \text{ cm}$ , so ist die Länge der Lagerplatte

$$\lambda = \frac{2800}{45} = 62 \text{ cm}.$$

Wird die zulässige Zugspannung des qcm Gusseisens  $z = 0,4 \text{ t}$  und die freiliegende Länge der Platte  $\lambda_1 = \frac{\lambda}{8} = 8 \text{ cm}$  angenommen, so ist deren erforderliche Dicke

$$\delta = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{6 \cdot 8}{45 \cdot 0,4} \cdot 55,95} = 5,07 \text{ cm}.$$

$\beta$ ) Bewegliche Lager.

Die Grösse der Lagerplatte eines beweglichen Lagers hängt ausser von A und p noch von der grössten möglichen Verschiebung der Träger und diese sowohl von deren Längenveränderung bei Temperaturwechsel, als auch von deren Durchbiegung unter der Verkehrslast ab. Bezeichnet

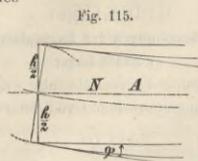
$\tau$  die grösste, der Brückenbaustelle entsprechende Temperaturdifferenz, welche bei einem Temperaturmaximum von  $+40^\circ$  und bei einem Temperaturminimum von  $-20^\circ \text{ C}$ .  $60^\circ \text{ C}$ . beträgt,

$\alpha$  den Ausdehnungscoefficienten des Schmiedeisens, welcher von  $0-100^\circ \text{ C}$ . ( $0-80^\circ \text{ R}$ .)  $= \frac{1}{692}$  oder  $0,00145$  der Länge 1 beträgt,

$\varphi$  den Durchbiegungswinkel am Ende des Untergurts, so ist die Gesamtverlängerung des Trägers durch Temperaturwechsel

$$\lambda' = \alpha \tau l \dots (361)$$

und für die Trägerhöhe  $h$ , s. Textfig. 115, die Verschiebung jedes Trägerendes



$$\lambda'' = \frac{h}{2} \tan \varphi, \dots (362)$$

worin, wenn  $v$  die Verkehrsbelastung für die Längeneinheit,  $E$  den Elasticitätsmodul des Schmiede Eisens und  $t$  das als constant vorausgesetzte Trägheitsmoment des Brückenträgers darstellt, bekanntlich<sup>1)</sup>

$$\tan \varphi = \frac{v l^3}{24 E t}, \dots (363)$$

daher die Gesamtverschiebung des Trägers am beweglichen Ende

$$\lambda' + 2 \lambda'' = l \left( \alpha \tau + \frac{v l^2 h}{24 E t} \right) = \Delta \lambda \dots (364)$$

Nennt man  $F$  den Querschnitt einer Gurtung,  $z$  die zulässige Anspruchnahme des Materials,  $e$  die Eigengewichtsbelastung der Längen-Einheit, so kann näherungsweise

$$t = \frac{F \cdot h^3}{2}$$

und hierin annähernd

$$F = \frac{(e + v) l^3}{8 z h}$$

gesetzt werden. Führt man diese Werthe in Gleichung (364) ein, so erhält man die Gesamtverschiebung

$$\Delta \lambda = l \left( \alpha \tau + \frac{2 z v}{3 (e + v) E} \right) \dots (365)$$

welche man der zuvor berechneten Länge der Lagerplatte zusetzt. Die Stärke der Lagerplatte ergibt sich aus Gleichung (360).

*Beispiel:* Nimmt man  $a = 0,0000145$ ,  $\tau = 60^\circ \text{ C}$ ,  $z = 0,67$  und  $E = 1860 \text{ t f. d. qcm an}$ , so ist für obige Brücke

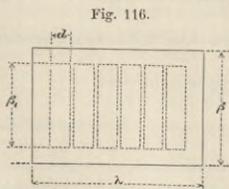
$$\Delta \lambda = 30 \left( 0,0000145 \cdot 60 + \frac{2 \cdot 0,67 \cdot 5,76}{3(1,70 + 5,76) 1860} \right) = 0,0315 \text{ m, also rund } 32 \text{ mm.}$$

**b) Abmessungen und Zahl der Walzen.**

Die Länge  $\beta$ , der Walzen wird nach der Breite  $\beta$  der unteren Lager, s. Textfig. 116, und diese wie die Breite des festen Lagers bestimmt. Nimmt man die Länge der Walzen  $\beta_1 = \frac{2}{3} \beta$  an und bezeichnet deren Durchmesser mit  $d$ , deren Zahl mit  $n$ , die Tragfähigkeit der Flächeneinheit ihrer Horizontalprojection mit  $w$ , so erhält man  $n \cdot d \cdot \frac{2}{3} \beta \cdot w = \Lambda$

und hieraus deren Zahl

$$n = \frac{3 \Lambda}{2 w d \beta} \dots (366)$$



Hierin kann für eingelegte Brücken annähernd  $d = 10 \text{ cm} + 0,1 \cdot l$ , worin  $l$  deren Spannweite in m bedeutet, für gusseiserne Walzen

$$w = 0,02 \text{ bis } 0,024 \text{ t}$$

und für Gusstahlwalzen

$$w = 0,03 \text{ bis } 0,036 \text{ t}$$

für den qcm gesetzt werden<sup>1)</sup>. Hierauf ergibt sich die geringste Länge der Unterlagplatte

$$\lambda = n d + \Delta \lambda, \dots (367)$$

welcher für die zwischen den Walzen erforderlichen Zwischenräume noch ein Zusatz von je 1 bis 2 cm zu machen ist, und welche nicht kleiner als die Länge der Unterlagplatte des festen Lagers werden darf. Für Walzensegmente oder Stelzen, s. Textfig. 117, ist annähernd deren Höhe  $d = 15 + 0,18 l$  und deren Breite  $d' = 0,5 d$  anzunehmen.

*Beispiel:* Für obige Brücke ist  $d = 10 + 0,1 \cdot 30 = 13 \text{ cm}$  und, wenn gusseiserne Walzen angewendet werden, im Mittel  $w = 0,022 \text{ t}$ , mithin, da  $b = 45 \text{ cm}$  und  $A = 55,95 \text{ t}$  betrug, aus Gleichung (366) die Zahl der Walzen

$$n = \frac{3 \cdot 55,95}{2 \cdot 0,022 \cdot 13 \cdot 45} = 7,$$

und aus Gleichung (367) die geringste Länge der Unterlagplatte

$$\lambda = 7 \cdot 13 + 3,2 = 94,2 \text{ cm,}$$

welche also die beim festen Lager berechnete Länge um  $94,2 - 62 = 32,2 \text{ cm}$  übertrifft. Bei Anwendung eines Stelzenlagers würde man die Höhe der Stelzen  $d = 15 + 0,18 \cdot 30 = \text{rot. } 20 \text{ cm}$  und deren Dicke  $d' = 0,5 \cdot 20 = 10 \text{ cm}$ , also, mit Hinzurechnung der zwischen den Stelzen erforderlichen Zwischenräume von etwa je 2 cm, beiläufig dieselbe Länge der Unterlagplatte erhalten.

**e) Abmessung der Kipplagerzapfen.**

Nimmt man an, dass der Halbzapfen genau in die Pfanne passt, s. Textfig. 114, dass ferner der Druck auf denselben ebenso gross ist, als ein auf die halbe Oberfläche des Halbzapfens gleichmässig verteilter Druck<sup>2)</sup>, und bezeichnet mit  $\lambda$  die Länge, mit  $r$  den Halbmesser des Halbzapfens, mit  $w$  den zulässigen Druck der Flächeneinheit, während die früheren Bezeichnungen beibehalten werden, so ist  $\frac{\pi r}{2} \cdot \lambda \cdot w = \Lambda$ , mithin der Radius des Halbzapfens

$$r = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\Lambda}{w \lambda} = 0,636 \frac{\Lambda}{w \lambda}, \dots (368)$$

worin bei ausgeführten Brücken für den qcm Gusseisen  $w = 0,15 \text{ bis } 0,55 \text{ t i. M. } 0,35 \text{ t}$  angenommen worden ist.

**III. Construction.**

**1. Allgemeine Anordnung.**

**a) Situation und Grundriss.**

Die eisernen Balkenbrücken mit gegliederten Parallelträgern werden aus constructiven und ökonomischen Gründen am besten als gerade, s. Textfig. 118—121 und Taf. II, III, IV, VI, und da, wo dies die zweckmässigste Trace der zu über- oder zu unterführenden Strasse oder Eisenbahn erfordert, als schiefe Brücken, s. Textfig. 122—125 und

1) Vgl. u. a. Deutsches Bauhandbuch. Berlin 1874. S. 221.

Fig. 118.

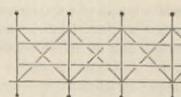
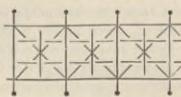


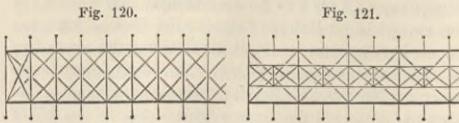
Fig. 119.



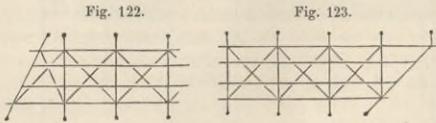
1) Vgl. Fränkel, Construction der Fachwerkträgerbrücken. Lpzg. 1869 und Winkler, Vorträge über Brückenbau. Eiserner Brücken, Heft 2. Wien 1875. S. 277.

2) Vgl. Winkler a. a. O. S. 300.

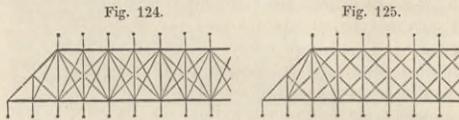
Taf. V, angeordnet. Im letzteren Falle, wo ein Schnittwinkel der Achsen  $\alpha$  von  $20^\circ$  nicht wohl zu unterschreiten



sein dürfte, werden die Hauptträger meist nur an den Enden durch schräge, zwischen denselben durch normale Querbalken oder Querträger, s. Textfig. 122—125



und Taf. V, verbunden. Bei Schnittwinkeln  $\alpha$  von unter und über  $60^\circ$  werden die Anschlüsse der Langträger an die Querträger und der Querträger an die Hauptträger meist bezw. durch gerade und durch gerade oder schiefe, besonders gewalzte oder aus Blechen gebogene Winkelleisen, s. Textfig. 211 bis 213, oder auch durch besonders gewalzte schiefe T-Eisen, s. Taf. V, Fig. 14 u. 16, bewirkt.

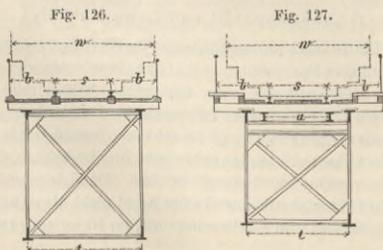


Der Horizontalverband wird aus gekreuzten Diagonalen gebildet, welche bei Brücken mit kleineren Horizontalfeldern zwischen benachbarte Querbänder oder Querträger eingeschaltet werden, s. Textfig. 118, 121, 122 und 123, bei Brücken mit grösseren Spannweiten und Breiten sich über zwei und mehr Horizontalfelder erstrecken, s. Textfig. 119, 120, 125, oder aus beiden Anordnungen der horizontalen Versteifung combinirt sind, s. Textfig. 124. Wo die letzten Felder schiefer Brücken im Grundriss Dreiecke bilden, bedürfen nur die zwischen ihnen befindlichen Felder einen Windverband, s. Textfig. 123, 124, 125, dagegen erfordern Langträger von bedeutenderer Länge, besonders wenn sie an die Diagonalen des Hauptwindverbandes nicht angeschlossen werden können, einen besonderen Windverband, s. Textfig. 121. Die Anschlüsse der zur Unterstützung der Bankette dienenden Consolen an die Hauptträger werden in den analogen Fällen ebenfalls mittelst gerader oder schiefer Winkelleisen bewirkt, s. Textfig. 211 bis 213. Wo

die Brücke in eine Curve mit dem Verhältnisse  $\frac{f}{l}$  ihres Pfeiles zur Spannweite der Brücke fällt, ist deren für eine gerade Strecke erforderliche Breite  $b$  auf  $b + f$  zu vergrössern und zwar gilt dies für jede Oeffnung einer längeren in der Curve liegenden Brücke, deren Hauptträger im Grundriss sich somit polygonförmig aneinanderreihen.

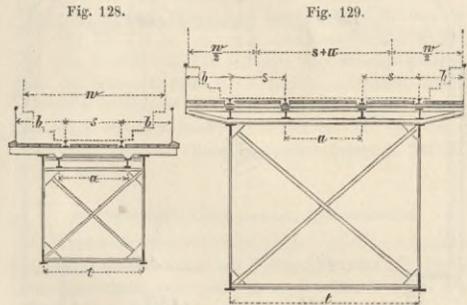
b) Querprofil und Querschnitt.

Bei unbeschränkter Constructionshöhe wird die Brückenbahn über, s. Textfig. 126—129, 135 und 136, bei be-

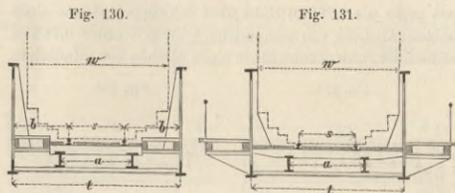


beschränkter Constructionshöhe zwischen, s. Textfig. 130—133 und 137—140, die Hauptträger gelegt und in bei-

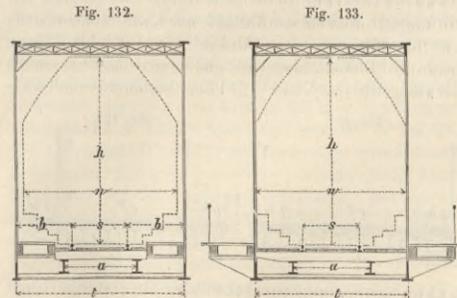
den Fällen die Lage der Hauptträger, der Querverbindungen und der Brüstungen so angeordnet, dass der zu überführende Verkehr innerhalb derselben Platz findet. Bei den Brücken mit über den Hauptträgern liegender Brückenbahn ruht die letztere entweder auf den Hauptträgern, s. Textfig. 126 u. 129, oder auf besonderen, zwischen die Hauptträger eingeschalteten Lang- und Querträgern, s. Textfig. 127, 128 und 135, 136, während in beiden Fällen die verticale Querverbindung unterhalb der Brückenbahn zwischen die Hauptträger eingeschaltet ist, s. Textfig. 126—129 und 135, 136. Sind die Hauptträger der Brücken



mit zwischen sich liegender Brückenbahn so hoch, dass zwischen ihren oberen Gurten, ohne den Verkehr zu stören, eine Querverbindung angebracht werden kann, s. Textfig. 132, 133 und 139, 140, so entsteht eine Brücke mit geschlossenem, wenn dies nicht möglich ist, eine Brücke mit oben offenem Querschnitt, s. Textfig. 130, 131 und



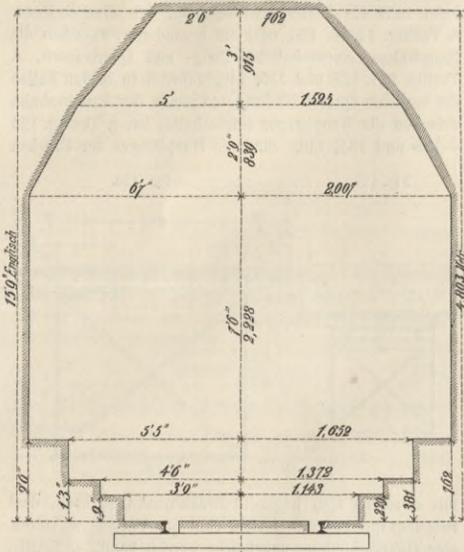
137, 138. Bei Parallelbalkenbrücken mit bedeutenderer Spannweite, bei welchen die normale Entfernung  $e$  der Hauptträger möglichst gross zu wählen ist, werden die Fussbahnen ganz oder theilweise innerhalb, s. Textfig. 126, 128, 130, 132 und 135, 137, 139 und 141, bei Brücken mit mässigen Spannweiten, bei welchen die Entfernung der Hauptträger kleiner gewählt werden kann, ausserhalb der Hauptträger gelegt und entweder, wie bei den Brücken mit über den Hauptträgern ruhender Brückenbahn, durch hervorragende Querschwellen, s. Textfig. 126—128, oder Querträger, s. Textfig. 129, oder, wie bei den Brücken mit zwischen den Hauptträgern befindlicher Brückenbahn, durch besondere Consolen, s. Textfig. 131, 133, 136, 138, 140 und 142, unterstützt.



Die Querschnittsanordnung von Eisenbahnbrücken hängt vor Allem von der Spurweite, welche für normalspurige Bahnen  $s = 1,5$  m beträgt, von der Bankettbreite  $b$ , welche zwischen 1,25 und 1,5 m schwankt, und von

dem Normalprofil des lichten Raumes, s. Textfig. 134, ab, welches bei Brücken in deutschen Bahnen eine grösste

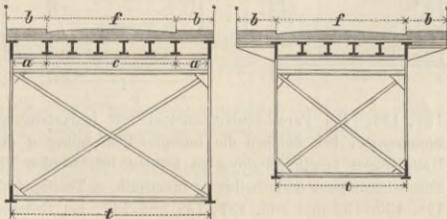
Fig. 134.



lichte Weite  $w = 4$  m und eine grösste lichte Höhe  $h = 4,8$  m erfordert. Bei Eisenbahnbrücken mit über den Hauptträgern ruhender Brückenbahn erhalten die Brüstungen mit mehr als 0,762 m Höhe über Schienenoberkante einen lichten Abstand von mindestens 4 m, mit unter 0,762 m Höhe über Schienenoberkante einen solchen von mindestens

Fig. 135.

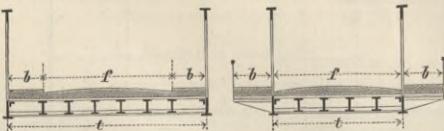
Fig. 136.



3,304 m, wenn sie einzeleisig, s. Textfig. 126—128, einen solchen von mindestens bezw. 7,5 und 6,504 m, wenn sie zweieleisig sind, s. Textfig. 129. Da indess durch dieses Hereintrücken die Sicherheit sowohl des auf der Strecke befindlichen, als auch des den Zug begleitenden Bahnpersonales mehr oder minder gefährdet erscheint, so verdient selbst bei den unter 0,762 m hohen Brüstungen die Anwendung jener ersteren oder selbst einer noch etwas grösseren Weite den Vorzug. So erhalten die Brüstungen meist einen Abstand von 4,5 m, während man den Hauptträgern einen Abstand  $t$  von 2,5 bis 3,75 m, wenn die Brücken einzeleisig, und von 5 bis 6 m, wenn sie zweieleisig sind, giebt. Bei Eisenbahnbrücken mit zwei-

Fig. 137.

Fig. 138.

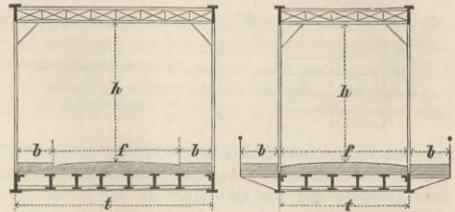


sehen den Hauptträgern befindlicher Brückenbahn hängt sowohl der Abstand  $a$  der Langträger und  $t$  der Hauptträger als auch der Abstand  $h$  der oberen Querverbindung von der Brückenbahn sowie die Form und Abmessung der Querverstärkungen von der Spurweite  $s$  sowie von der Form und Abmessung des Normalquerprofils ab, während ins-

besondere bei der normalen Spurweite  $s = 1,5$  m, der Abstand  $a$  der Langträger 1,5 bis 2 m und der Abstand  $t$  der Hauptträger 4,5 bis 5 m bei einzeleisigen und 8 bis 8,5 m bei zweieleisigen Brücken beträgt. Bei Eisenbahnbrücken in der geraden Strecke erhält die Brückenbahn normal zu ihrer Achse eine wagrechte Lage, während sie in der Curve einer der Fahrgeschwindigkeit entsprechenden Neigung bedarf und zwar soll die äussere Schiene nur so viel höher gelegt werden, dass die inneren Schienenkanten von den Spurkränzen nicht nachtheilig angegriffen werden.<sup>1)</sup>

Fig. 139.

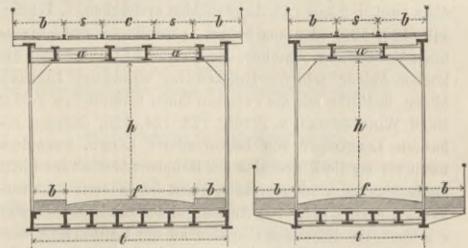
Fig. 140.



Die Querschnittsanordnung der Strassenbrücken hängt hauptsächlich von der erforderlichen Breite  $f$  der Fahrbahn, welche für zwei sich ausweichende Fuhrwerke 5 bis 5,5 m beträgt, sowie von der nöthigen Breite  $b$  der Fussbahnen ab, welche für zwei sich begegnende Fussgänger je 1 bis 1,25 m beträgt. Hiernach ergibt sich die lichte Entfernung  $t$  der Hauptträger zu 7 bis 8 m, wenn die Brückenbahn innerhalb derselben, und zu 5 bis 5,5 m, wenn nur die Fahrbahn innerhalb, die Bankette ausserhalb derselben angeordnet werden. Bei Strassenbrücken mit geschlossenem Querschnitt ist eine lichte Höhe  $h$  von 4,5 bis 5 m erforderlich, wenn auf hochbeladene Fuhrwerke zu rechnen ist.

Fig. 141.

Fig. 142.



Die Querschnittsanordnung von Eisenbahn-Strassenbrücken, bei welchen die Eisenbahn meist über der Strassenbahn liegt, ergibt sich aus den vorstehenden Maassangaben sowohl für einzeleisige, s. Textfig. 142, als auch für zweieleisige Eisenbahnbrücken, s. Textfig. 141, bei welchen die Fussbahnen der Strassenbrücke am besten beziehungsweise ausserhalb und innerhalb der Hauptträger angeordnet werden. Liegen die Bahnen der Eisenbahn- und Strassenbrücken in einer Höhe, so erhalten dieselben meist je zwei Hauptträger und werden als nebeneinander liegende, jedoch constructiv getrennte Brücken angeordnet, s. Taf. I, Fig. 54—56.

c) Längenprofil und Längenschnitt.

Die Brücken mit gegliederten Parallelträgern erhalten bei geringen Spannweiten meist eine ebene, entweder wagrechte oder geneigte, dem Steigungsverhältniss des betreffenden Verkehrsweges entsprechende Brückenbahn; bei grösseren Spannweiten, in Eisenbahn-, besonders aber in Strassenlinien nicht selten gebrochene Brückenbahnen, deren Theile verschiedene Neigung besitzen. Das Längengefälle, welches Hauptbahnen in der Regel nicht überschreiten sollen, beträgt<sup>2)</sup> im Flachlande 1:200, im Hügellande 1:100,

1) Vgl. § 17 der „Techn. Vereinbarungen deutscher Eisenbahnverwaltungen.“ 1876.

2) Vgl. § 3 der techn. Vereinbarungen des Vereins deutscher

im Gebirgslande 1:40, wobei Gefällwechsel zur Gewinnung sanfter Uebergänge mittelst Kreisbogen von möglichst grossem Radius abzurunden sind. Als die grössten zulässigen Steigungen versteinter Hauptstrassen können angenommen werden: im Flachlande 1:40, im Hügellande 1:30, im Gebirgslande 1:20. Die Höhenlage der Brückenbahn wird einerseits von der Höhenlage der zu verbindenden Communicationstheile, andererseits sowohl von dem zu unterführenden Landverkehr als auch von dem höchsten Wasserstande und dem zu unterführenden Schiffsverkehr bedingt. Während die für den Verkehr nöthige lichte Höhe für Eisenbahnen, Strassen und schiffbare Gewässer verschieden und besonders zu ermitteln und vertragsmässig oder gesetzlich festzustellen ist, gilt auch zur Sicherung des Ueberbaues der Flussbrücken als Regel, dass dessen Unterkante 0,5 m bis mindestens 0,25 m über den höchsten Wasserstand zu legen ist.

Fig. 143.

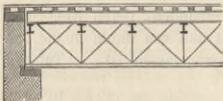
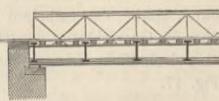


Fig. 144.



Bei Brücken mit über den Hauptträgern befindlicher Brückenbahn, s. Textfig. 143 und 145, ruht die letztere selten direct, sondern meist indirect mittelst Lang- und Querträgern auf den Hauptträgern, wobei die Langträger, welche die Brückenbahn unmittelbar unterstützen, entweder auf oder zwischen die Querträger genietet sind. Analoge Construction erhalten die Brücken mit zwischen den Hauptträgern liegender Brückenbahn, bei welchen meist, besonders wenn die Constructionshöhe beschränkt ist, die Langträger zwischen die Querträger eingeschaltet werden, s. Textfig. 144 u. 146. Während die Fahrschienen der Eisen-

Fig. 145.

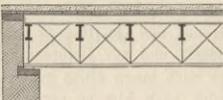
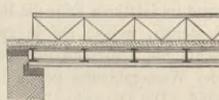
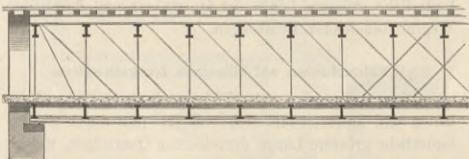


Fig. 146.



bahnbrücken entweder auf Querschwellen, s. Textfig. 143 und 144, oder auf Langschwellen befestigt sind, ruht die Bahn von Strassenbrücken auf einer geschlossenen Brückentafel, s. Textfig. 145 und 146. Die Längenschnitte von Brücken übereinander befindlicher Brückenbahnen erhalten die entsprechende Anordnung der letzteren, wie dies aus der in Textfig. 147 dargestellten Eisenbahn-Strassenbrücke ersichtlich ist.

Fig. 147.



## 2. Die Brückenbahn.

Die Brückenbahn der Eisenbahnbrücken ist hinsichtlich ihrer Lage, je nachdem eine unbeschränkte oder beschränkte Constructionshöhe vorhanden ist, eine solche über oder zwischen den Hauptträgern und hinsichtlich ihres Oberbaues eine solche mit Querschwellen, mit Langschwellen oder mit Quer- und Langschwellen zugleich. Hierbei sichern Querschwellen die normale Spurweite, veranlassen aber mehr Stösse und pflanzen dieselben direct auf ihre Träger fort, während Langschwellen zwar ein sanfteres Fahren gestatten und die Stösse besser auf ihre Träger vertheilen, aber weniger Sicherheit für die Erhaltung der Spurweite darbieten.

Eisenbahnverwaltungen über den Bau und die Betriebseinrichtungen der Eisenbahnen. 1876.

Heinzerling, Eiserne Parallelbalkenbrücken. Zweite Auflage.

## A. Eisenbahnbrücken.

### a) Brückenbahn über den Hauptträgern.

#### α) Fahrschienen auf hölzernen Querschwellen.

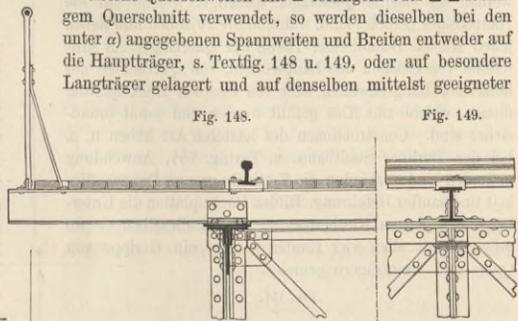
Bei normalspurigen Brücken mit gegliederten Parallelträgern von 10 bis 15 m Spannweite werden die Querschwellen meist noch direct auf die Hauptträger gelegt, welche in diesem Falle einen gegenseitigen Abstand von etwa 1,5 bis 2,2 m erhalten. Bei Spannweiten über 15 m und Abständen der Hauptträger von über 2,2 m werden die Querschwellen meist durch besondere Langträger unterstützt, die auf oder zwischen Querträgern genietet sind, welche letztere sich an die Hauptträger anschliessen, s. Textfig. 128 und Taf. III, Fig. 5, 7, 8. Auf die Querschwellen werden die zum Fussverkehr erforderlichen Längsbohlen genagelt und die zur Aufnahme der Geländer dienenden Saumschwellen geschraubt, s. Taf. IV, Fig. 10 und 21. Langschwellen erhöhter Bankette werden an die Querträger geschraubt und mit kurzen Querbohlen belegt, s. Taf. III, Fig. 7 und 8.

#### β) Fahrschienen auf eisernen Querschwellen.

Werden der längeren Dauer wegen — statt der hölzernen — eiserne Querschwellen mit I-förmigem oder L-förmigem Querschnitt verwendet, so werden dieselben bei den unter α) angegebenen Spannweiten und Breiten entweder auf die Hauptträger, s. Textfig. 148 u. 149, oder auf besondere Langträger gelagert und auf denselben mittelst geeigneter

Fig. 148.

Fig. 149.



Winkelaschen und Niete oder Schrauben befestigt. Auf diese Querschwellen werden meist schmiedeeiserne Lagerplatten mit vertiefter und um circa  $\frac{1}{20}$  geneigter Bahn genietet, auf welche die Fahrschienen gelegt und mittelst schmiedeeiserner Klemmplättchen und Kopfschrauben befestigt werden. Zwischen und ausserhalb der Fahrschienen werden hinreichend starke Bohlen aufgeschraubt. Die Stäbe der schmiedeeisernen Brüstungen werden mittelst knieförmiger Enden oder mittelst besonderer Winkellappen an die schmiedeeisernen Querschwellen genietet und gewöhnlich durch schmiedeeiserne Streben abgesteift.

#### γ) Fahrschienen auf hölzernen Langschwellen.

Die zur Aufnahme der Fahrschienen dienenden Langschwellen werden durch je 2 bis 3 m entfernte, eiserne Querträger unterstützt und erhalten bezw. Breiten von 20 bis 30 mm bei Höhen von 30 bis 40 cm. Zur Erhaltung der Spurweite und Sicherung gegen Umkippen werden die Langschwellen zwischen die Verticalschenkel der Winkellappen verlegt, deren Horizontalschenkel mit den Obergurten der Querträger vernietet sind, und mittelst starker, lothrechter, oben mit dem Kopf in das Holz eingelassener Schraubenbolzen auf die Querträger gepresst, s. Taf. IV, Fig. 6, 11 u. 22. Um die für den Fussverkehr erforderlichen Längsbohlen aufnageln zu können, werden meist kurze Holzpolster auf die Querträger geschraubt. Die ausserhalb der Langschwellen erforderlichen Längsbohlen werden da, wo ein oberer Horizontalverband anzubringen ist, durch knieförmig gebogene Winkelleisen ersetzt, welche den hierfür erforderlichen Raum freilassen und einerseits an den Obergurt eines Hauptträgers, andererseits an die erwähnten Winkellappen der Langschwellen angeschlossen sind, s. Taf. IV, Fig. 22. Die Geländerstäbe werden meist durch Saumschwellen gesteckt und sammt diesen auf die erwähnten Holzpolster oder knieförmigen Winkelleisen geschraubt.

#### δ) Fahrsschienen auf eisernen Langschwellen.

Bei Anwendung des Oberbaues mit eisernen Langschwellen, wo die letzteren auch auf dem Ueberbau der Brücken beibehalten werden sollen, befestigt man diese Langschwellen in einer ihrer Form entsprechenden Weise auf die Langträger, s. Textfig. 150, welche die mittelst zweier hölzerner Futterstücke, Klemmplatten und Schrauben bewirkte Verbindung des Hilfschen Oberbaues mit dem Träger darstellt. Die seitliche Neigung der Fahrsschienen wird durch Einschaltung einzelner oder durchlaufender abgeschrägter Plättchen bewirkt, durch deren verschiedene Dicke sich auch die in Curven erforderliche Ueberhöhung des äusseren Schienenstranges herstellen lässt. Sollen die eisernen Langschwellen in Kiesbetten verlegt werden, so schliesst man letztere entweder in oben offene, eiserne Kästen ein oder lässt sie auf eisernen Buckelplatten ruhen, deren convex oder — der besseren Entwässerung wegen — gewöhnlich concave Seite nach oben gekehrt ist. Jene eisernen Kästen werden an eiserner Querträger befestigt, welche auf die Hauptträger genietet sind, während die zwischen und neben jenen Kästen befindlichen Theile der Querträger zur Aufnahme von Belägen aus Längsbohlen, von Querbohlen auf hölzernen Langschwellen oder von eisernen Buckelplatten dienen, welche mit Kies gefüllt werden und somit brandsicher sind. Constructionen der letzteren Art haben u. a. bei der Berliner Stadtbahn, s. Textfig. 151, Anwendung gefunden und verbinden die Vortheile grosser Dauerhaftigkeit und sanfter Befahrung. Bilden Buckelplatten die Unterlagen des ganzen Kiesbettes, so werden dieselben — wo möglich mit allen vier Kanten — auf ein Gerippe von Quer- und Langträgern genietet.

Fig. 150.

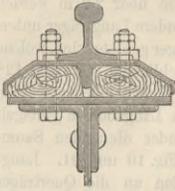
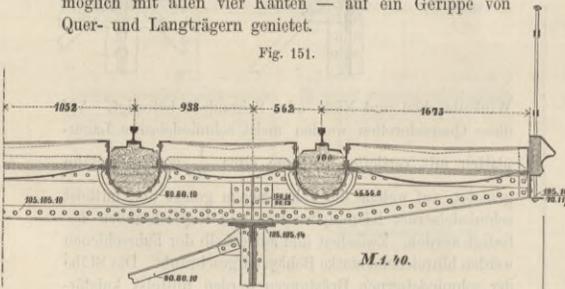


Fig. 151.



#### ε) Fahrsschienen auf eisernen Langträgern.

Breitbasige Fahrsschienen werden auf Langträgern mittelst besonders geformter Unterlag- und Klemmplatten, s. Textfig. 152 und Taf. V, Fig. 6, dreitheilige Fahrsschienen mittelst eingeschalteter Doppelkeilstücke, s. Textfig. 153, auf die oberen Gurten der Langträger geschraubt. Die Unterlagplatten und Keilstücke, welche in Curven eine der Ueberhöhung des äusseren Schienenstranges entsprechende, verschiedene Dicke erhalten, werden entweder durch die Befestigungsschrauben der Fahrsschienen angeschlossen oder — zur grösseren Sicherheit — überdies an die Träger genietet, s. Textfig. 152. Die erwähnten Klemmplatten werden entweder hohl gelegt und dann beim Anziehen der Schrauben etwas durchgebogen oder sie erhalten eine dreieckige, an den Schienenfuss und an die Unterlagplatte genau anschliessende Form, während die Befestigungsschrauben gewöhnlich mit Gegenmuttern, s. Textfig. 152, versehen werden. Die Vortheile dieser Anordnung bestehen in der Einfachheit, Leichtigkeit und Dauerhaftigkeit der Construction, die Nachtheile derselben in unmittelbarer Fortpflanzung der Verkehrsstösse von den Fahrsschienen

Fig. 152.



Fig. 153.



oder — zur grösseren Sicherheit — überdies an die Träger genietet, s. Textfig. 152. Die erwähnten Klemmplatten werden entweder hohl gelegt und dann beim Anziehen der Schrauben etwas durchgebogen oder sie erhalten eine dreieckige, an den Schienenfuss und an die Unterlagplatte genau anschliessende Form, während die Befestigungsschrauben gewöhnlich mit Gegenmuttern, s. Textfig. 152, versehen werden. Die Vortheile dieser Anordnung bestehen in der Einfachheit, Leichtigkeit und Dauerhaftigkeit der Construction, die Nachtheile derselben in unmittelbarer Fortpflanzung der Verkehrsstösse von den Fahrsschienen

auf die Träger, wodurch nicht nur deren Material nachtheiliger angegriffen, sondern auch die Befahrung solcher Brücken eine unsanftere wird. Die für den Fussverkehr erforderlichen Längsbohlen werden meist auf besondere Holzpolster genagelt, welche man auf die eisernen Querträger oder auf besondere eiserne, im Querschnitt T-förmige Querbänder schraubt, s. Taf. V, Fig. 6<sup>b</sup>, 7 u. 8. Die Geländerstäbe werden in diesem Falle an die consolenartig endigenden Querträger angeschlossen, s. Taf. V, Fig. 6.

#### ζ) Fahrsschienen auf hölzernen Lang- und Querschwellen.

Um die Vortheile des Lang- und Querschwellensystems zu vereinen, unterstützt man die Fahrsschienen durch Langschwellen und lässt sie in hölzernen Querschwellen ein, auf welche man die für den Fussverkehr erforderlichen Längsbohlen nagelt und die für die Aufnahme der Geländer nöthigen Saumschwellen schraubt, s. Taf. VI, Fig. 5, 10 u. 17. Die  $3\frac{1}{2}$  bis 4 m starken Querschwellen ruhen hier auf den Hauptträgern und werden mit deren Obergurten durch starke Verticalbolzen verbunden, deren Kopf oben über die Querschwelle vorsteht und von unten in die darüber befindliche Längsbohle eingelassen ist, s. Taf. VI, Fig. 17.

#### b) Brückenbahn zwischen den Hauptträgern.

##### c) Fahrsschienen auf hölzernen Querschwellen.

Die Querschwellen werden hierbei stets durch Langträger unterstützt, welche sich entweder direct unter den Fahrsschienen befinden oder einen etwas grösseren Abstand erhalten, der bei normaler Spurweite bis zu 2 m beträgt. Bei eingeleisigen Brücken nehmen die Querschwellen entweder die lichte Breite der Brücke ein und erhalten dann eine Länge von 3,5 bis 4 m, s. Taf. II, Fig. 5 u. 10, oder sie reichen nur bis zu den erhöhten Banketten und erhalten dann eine Länge von 2,25 bis 2,75 m, s. Taf. III, Fig. 18 u. 19. In beiden Fällen werden sie innerhalb und ausserhalb der Fahrsschienen mit Längsbohlen belegt, während im letzteren Falle die Bankette aus kurzen Querbohlen bestehen, welche auf je zwei mit den Querträgern verschraubte Langschwellen genagelt und zur Beförderung des Wasserablaufes gewöhnlich nach innen etwas geneigt sind. Die Querschwellen werden auch hier so vertheilt, dass ihre Abstände in die Abstände der Querträger aufgehen, s. Taf. II, Fig. 18 und Taf. III, Fig. 17. Bei sehr beschränkter Constructionshöhe werden die Querträger an den Enden möglichst verjüngt und an die Untergurten der Hauptträger angehängt, s. Taf. I, Fig. 69 u. 70.

##### β) Fahrsschienen auf eisernen Querschwellen.

Diese Anordnung entspricht der unter a. β) beschriebenen und unterscheidet sich von ihr nur durch die erforderliche grössere Länge der Querträger und durch den Wegfall besonderer Brüstungen.

##### γ) Fahrsschienen auf hölzernen Langschwellen.

Diese Anordnung entspricht der unter a. γ) beschriebenen und unterscheidet sich von ihr nur durch die erforderliche grössere Länge der eisernen Querträger, welche bei normalspurigen Brücken 4,2 bis 4,8 m beträgt und auf welche die Langschwellen sowie die Längsbohlen in der dort erörterten Weise befestigt werden, s. Taf. VI, Fig. 6. In einzelnen Fällen werden auch nur Querbohlen angewendet, welche auf besondere, mit den Querträgern verschraubte Langschwellen genagelt werden, s. Taf. I, Fig. 26 und 27. Werden die Bankette ausserhalb der Querträger angeordnet, so werden sie meist auf Consolen gelegt und bestehen gewöhnlich aus Querbohlen, welche entweder auf hölzerne, mit den Consolen verschraubte Langschwellen genagelt, oder auf eiserne, mit den Consolen vernietete Langträger, s. Taf. I, Fig. 56, geschraubt werden.

##### δ) Fahrsschienen auf eisernen Langschwellen.

Diese Anordnung ist der unter a. δ) beschriebenen analog und unterscheidet sich von ihr nur durch die er-

förderliche grössere Länge der Querträger. Eine ältere Anordnung, wonach jede Fahrchiene auf einem aus zwei Stehblechen und je vier Winkelisen bestehenden Blechkasten ruht, welcher auf die Querträger genietet ist, s. Taf. I, Fig. 19 und 21.

## B. Strassenbrücken.

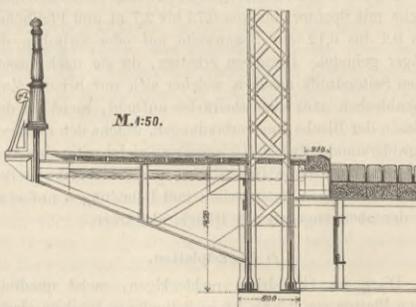
### a) Deckmaterial und Decke der Strassenbrücken.

Als Deckmaterial der Fahrbahn von Strassenbrücken ist theils Holz und zwar als Bohlenbelag oder Holzpflaster, theils Stein und zwar als Beschotterung oder Pflaster, theils Beton und zwar, je nach der Art des Bindemittels, als Cementbeton, Asphaltbeton oder Theerbeton, verwendet worden. Zur Decke der Bankette hat man, ausser den genannten Materialien, auch natürliche oder künstliche Steinplatten benutzt.

#### α) Holzbohlenbelag.

Der zu Fahrbahnen verwendete Bohlenbelag besteht nur bei schwach befahrenen Brücken aus einer Lage von 10 bis 15 cm starken Bohlen, bei stark befahrenen Brücken dagegen aus einem 6 bis 8 cm starken Oberbelag aus harten Deckbohlen und aus einem je nach der Stützweite 10 bis 20 cm starken Unterbelag aus zähen Rostbohlen. Die zu befahrenen Belagbohlen verlegt man — des besseren Anhaltes für die Zugthiere und der geringeren Abnutzung der Holzfasern wegen — senkrecht zur Fahrrichtung, bezw. Brückenachse und dicht nebeneinander, während man die Rostbohlen behufs Entwässerung 2 bis 3 cm auseinander legt. Bei hölzernen Fahrbahnträgern wird der einfache und der doppelte Bohlenbelag mit Nägeln von entsprechender Stärke, bei eisernen Fahrbahnträgern nur der Oberbelag mit Nägeln, der Unterbelag mit Kopschrauben befestigt. Unter den für den Oberbelag verwendeten Holzsorten hat sich — nach den an der festen Strassenbrücke über den Rhein bei Cöln über deren Abnutzung bezw. Dauer ihrer Verwendung angestellten Versuchen — Buchenholz am besten, Eichenholz ziemlich gut, Kiefernholz schlecht und Pappelholz gar nicht bewährt. Der Bohlenbelag der Bankette wird durchweg einfach hergestellt und erhält je nach der Stützweite der — zur Bequemlichkeit des Fussverkehrs meist parallel zur Brückenachse verlegten — Bohlen eine Stärke von 5 bis 10 cm. Auf hölzerne Bankettträger werden die Bohlen genagelt, während man sie bei eisernen Bankettträgern entweder direct aufschraubt oder auf quergelegte, an die letzteren angeschraubten Holzpolster nagelt.

Fig. 154.



#### β) Holzpflaster.

Das Holzpflaster besteht aus würfelförmigen, 20 bis 30 cm langen, 7 bis 10 cm breiten, 15 bis 17 cm dicken Blöcken von weichem Holz, welche auf eine Unterlage entweder von Bohlen, s. Textfig. 154, welche einen Theil der Querschnittes einer Strassenbrücke über den Bahnhof der Elisabethbahn bei Wien darstellt, von Sand oder von Beton verlegt werden. Um den Hufen der Zugthiere Halt zu geben und das Aufquellen des Holzes durch eindringendes Regenwasser unschädlich zu machen, werden die einzelnen Pflasterschichten in Zwischenräumen von etwa 1 cm verlegt, welche mit Sand, mit einer Mischung von Sand und Asphalt oder mit Mörtel ausgefüllt werden. Einer Auf-

quellung des Holzpflasters, welches in durchnässtem Zustande die seitlichen Einfassungen auseinander treibt, begegnet man durch Imprägniren mit Theer oder Carbonsäure, in welchem Falle man die Klötze dichter zusammenstellen kann. Um ein Werfen zu verhindern, hat man wohl die Pflasterklötze durch schräg eingetriebene Nägel an eine Bohlenunterlage befestigt und die ersteren durch Holzdübel unter sich verbunden. Beim Verlegen der Pflasterklötze kommen deren Holzfasern meist senkrecht zu stehen, doch hat man auch schon mit wagrecht verlegten Klötzen nicht unbefriedigende Ergebnisse erzielt. Die Vortheile des Holzpflasters bestehen in verhältnissmässig geringem Gewicht, in dem fast vollständigen Wegfalle des Verkehrsgeräusches und in grosser Reinlichkeit, dessen Nachtheile in den ziemlich hohen Herstellungskosten, den leicht eintretenden Verwerfungen und in der vergleichsweise raschen Abnutzung.

#### γ) Beschotterung.

Schotterdecken erhalten, damit sie weder zu schwer werden, noch sich zu leicht durchfahren, Dicken von 10 bis 12 cm am Rande und von 18 bis 20 cm in der Mitte, also eine durchschnittliche Stärke von 15 cm. Der nöthigen Entwässerung wegen erhält die Beschotterung entweder eine von der Mitte nach den Seiten hin mit Gefäll versehene Unterlage von Beton oder Asphalt, worüber — jedoch erst nach Erhärtung beider — der Schotter ausbreitet wird, oder der Wasserabfluss wird durch eine hinreichende Anzahl mässig grosser, in der Deckenunterlage angebrachter Oeffnungen vermittelt. An Stelle des Schotter wird auch Steinkleinschlag mit einer 2—3 cm starken Kiesdeckschicht oder, wenn die Baustelle dies begünstigt, Gruben- oder Flusskies verwendet.

#### δ) Steinpflaster.

Die Pflastersteine erhalten eine meist quadratische Kopffläche von durchschnittlich 15 cm Seite bei einer Höhe von 15 bis 18 cm, werden in Reihen mit einer Wölbung von  $\frac{1}{50}$  bis  $\frac{1}{100}$  der Fahrbahnbreite auf eine 10 bis 15 cm starke Schichte von Sand oder feinem Kies versetzt und mit nicht zu schweren Rammen Stein für Stein und Schichte für Schichte festgerammt. Am zweckmässigsten sind harte natürliche Steine, insbesondere Granit, Porphy, Basalt, Melaphyr und Diorit, während in steinarmen Ländern auch künstliche Steine, insbesondere Klinker und gegossene Schlackensteine verwendet werden. Das Steinpflaster hat den Vortheil relativ grosser Dauer und guten Aussehens, aber den Nachtheil bedeutenden Gewichtes und geringer Elasticität, wodurch die Brückenträger stets bedeutend belastet und nachtheiligen Verkehrsstössen ausgesetzt sind.

#### ε) Künstliche Strassendecken.

Eine Asphaltdecke wird meist auf einer schwach convexen Betonunterlage von 20 bis 30 cm Stärke derart hergestellt, dass man den Asphalt entweder als heisses Pulver in einer Dicke von 7,5 cm ausbreitet und mit heissen Schlageisen auf etwa 5 cm comprimirt oder mit einem Zusatz von Pech in geschlossenem Kessel schmilzt, mit etwa 20 % reinem, trockenem Kies vermengt und so in einer Stärke von 2,5 cm ausbreitet, worauf man später eine zweite ebenso starke, aber mit einem geringeren Zusatz feineren Kieses hergestellte Schichte bringt. Eine gleichfalls elastische, aber widerstandsfähigere Masse bildet der aus einer Mischung von Asphalt mit Steinbrocken bestehende Asphaltbeton. Als Unterlage hat man statt des Betons auch eine 10 bis 18 cm starke Schichte Steinkohlentheer-Concret ausgebreitet und dieselbe mit einer 2,5 cm starken Asphalt-schicht überzogen. Auch eine etwa 12 cm starke Schichte Theerconcret, eine aus 0,4 cbm mittelgrobem Schotter, 0,06 cbm Sand, 11 kg Steinkohlentheer und ebensoviel Theer bestehende, im erhitzten Zustande gemischte Masse, hat man in Hamburg<sup>1)</sup> mit Erfolg angewandt.

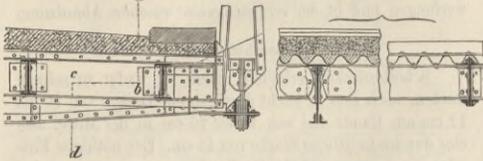
1) Vgl. Röbbelen, Ueber Anwendung von Theerconcret zur Abdeckung von Brücken mit hölzernem Oberbau. Ztschr. d. Arch.-u. Ing.-Ver. in Hannover 1856, S. 152 u. 1868, S. 60.

**b) Unterlage der Strassendecke (Brückentafel).**

Zur Unterlage der Strassendecke hat man Holz in Form von Bohlen oder Balken, Stein in Form von Platten und kleinen Gewölben, Gusseisen in Form von ebenen und Zellen-Platten, Walzeisen in Form von Hängblechen, Stützblechen, Wellenblechen, Buckelplatten und Belageisen (Zorès-Eisen) zur Anwendung gebracht, wendet aber zur Zeit wegen der relativ geringen Dauer des Holzes, sowie wegen des relativ grossen Gewichtes der Stein- und Gusseisen-Constructionen sowie wegen der Sprödigkeit der letzteren vorzugsweise das zähre Walzeisen und zwar in Form von Wellenblechen, Belageisen, Hängblechen, Stützblechen und von Buckelplatten an.

Fig. 155.

Fig. 156.

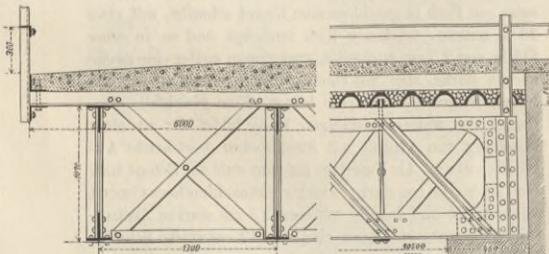


**c) Wellenbleche.**

Die unter II bereits besprochenen Wellenbleche werden bei Anwendung nur von Hauptträgern oder von zwischen die Hauptträger eingeschalteten Langträgern mit ihren Wellenachsen normal zur Brückennachse, s. Textfig. 155 u. 156, welche bezw. den Quer- und Längenschnitt der Brückenbahn einer Strassenbrücke über die Brend bei Neustadt a/S.<sup>1)</sup> darstellen, bei Anwendung von eisernen, auf oder zwischen den Hauptträgern befestigten Querträgern, parallel zu denselben verlegt. Da die Wellenbleche je nach Kaliber und Form 1 bis 2 m freigelegt werden können, so richtet sich hiernach die Entfernung der Lang- oder Querträger. Die seitliche Begrenzung der Fahrbahn wird meist durch Saumbliche bewirkt, welche mindestens die Höhe der Strassendecke erhalten und durch Winkelisen mit den Lang- oder Querträgern verbunden werden. Die Wellenfurchen werden gewöhnlich mit einer Betonlage ausgefüllt, welcher man zur Ableitung des durch die Strassendecke sickern den Wassers eine Querneigung giebt, und worüber man die je 15 cm am Rande und 20 cm in der Mitte starke Beschotterung oder das circa 10 cm starke Sandbett für eine Steinpflasterung ausbreitet. Die eisernen, aus Stehblech und Winkelisen bestehenden Saumschwellen erhalten eine zum Durchlassen des Sickerwassers genügende Anzahl von Oeffnungen, während zur Abführung des Wassers von der mit 2 bis 3% der Breite gewölbten Oberfläche der Strasse letztere mit eisernen, hausteinernen oder gepflasterten Rinnen einzufassen ist. Wo das Wellenblech nicht galvanisirt, d. h. durch einen Zinküberzug geschützt ist, muss dasselbe, um durch Oxydation nicht zu leiden, vor der Verwendung durch einen dreimaligen Anstrich mit Mennige und nach der Montage durch einen solchen mit Asphalttheer geschützt werden.

Fig. 157.

Fig. 158.



**β) Belageisen (Zorès-Eisen).**

Die unter II bereits behandelten Belageisen oder die Zorès-Eisen werden bei Anwendung nur von Hauptträgern oder von eisernen, zwischen diese eingeschalteten Lang-

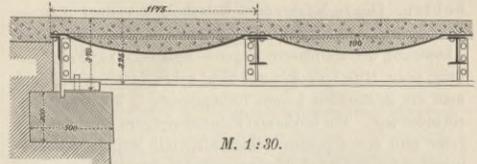
1) Vgl. Zeitschr. f. Baukunde. München 1882. Sp. 541 ff.

trägern quer, s. Textfig. 157 u. 158, welche einen Theil der Längensicht und des Querschnittes einer Strassenbrücke der Schweizerischen Nordostbahn darstellen, bei Anwendung von eisernen, auf oder zwischen die Hauptträger genieteten Querträgern, parallel zur Brückennachse verlegt und auf diese Träger genietet oder mittelst Klemmplättchen auf dieselben geschraubt. Die Belageisen werden, der zu tragenden Belastung entsprechend, in Zwischenräumen von 2 bis 12 cm verlegt und diese Zwischenräume mit kleineren oder grösseren Steinen, meist hartgebrannten Ziegeln überdeckt, um die darüber ausgebreitete Beschotterung oder Pflasterung zu unterstützen. Während das Sickerwasser durch diese Zwischenräume abfliesst, leitet man das Tagwasser mittelst Wölbung der Fahrbahn und Rinnen von der Oberfläche nach den Seiten ab.

**γ) Häng- oder Stützbleche.**

Die Hängebleche (Mulden-, Calotten-, Kumpelbleche) werden mit den Rändern an 0,75 bis 2 m entfernte Lang- oder Querträger derart genietet, dass sie einen Pfeil von 0,09 bis 0,12 ihrer freihängenden Weite erhalten, s. Textfig. 159, welche die Strassenbrücke über den Milmesbach

Fig. 159.



M. 1 : 30.

in Plauen im Maassstabe von 1 : 30 darstellt. Da dieselben einen Zug nach innen ausüben, welcher sich an den Endblechen nicht aufhebt, so werden dieselben gewöhnlich an ihren Stössen durch Querverbindungen, welche aus Flach-eisen und Winkelisen bestehen, ausgesteift. Um das Sickerwasser abzuleiten, wendet man eine Ansammlung der Mulden durch eine mit Seitenneigung versehene Betonschicht an, über welcher man die Beschotterung oder Pflasterung in der unter α) und β) erörterten Weise ausführt.

Nach Winkler<sup>1)</sup> können Hängebleche bei einer Blechstärke von 6, 8, 10 mm und einer Spannweite von 1 m bezw. 3500, 6000, 9000 kg  
 „ 1,5 „ „ 2900, 4200, 6400 „  
 „ 2 „ „ 1900, 3200, 4900 „  
 Einzellast in ihrer Mitte tragen.

Seltener werden Stützbleche (Blechgewölbe) und dann solche mit Spannweiten von 0,75 bis 2,7 m und Pfeilhöhen von 0,1 bis 0,12 der Spannweite auf oder zwischen die Träger genietet. Dieselben erhalten, da sie nach aussen einen Seitendruck ausüben, welcher sich nur bei den Zwischenblechen ganz oder theilweise aufhebt, meist an den Stössen der Bleche Querverbindungen, welche den nöthigen Zugwiderstand entwickeln können und gleichzeitig eine Aussteifung bilden. Die Blechstärken der Stützbleche stellen sich für dieselben Spannweiten und Belastungen auf etwa 1,2 der oben angegebenen Hängeblechstärken.

**δ) Buckelplatten.**

Diese im Grundrisse rechteckigen, meist quadratischen Platten von 0,7 bis 1,6 m Seitenlänge besitzen ebene, zum Aufnieten bestimmte Ränder von 4 bis 8 cm Breite, einen muldengewölbformigen mittleren Theil mit einer Pfeilhöhe von 0,05 bis 0,12 der kleineren Seite und eine Blechstärke von 6 bis 10 mm. Bezeichnet δ und h bezw. die Dicke und Höhe einer quadratischen, an ihren vier Rändern festgenieteten Buckelplatte, so trägt dieselbe nach Rankine in ihrer Mitte die Einzellast  $Q = \frac{64}{45} p \cdot h \cdot \delta$ ,

worin er durch Versuche bei fünffacher Bruchsicherheit  $p = 1520$  kg für den qem der Platte ermittelte, dagegen nur  $\frac{5}{8} Q$  und  $\frac{1}{2} Q$ , wenn dieselbe bezw. an nur zwei

1) Vgl. dessen Querconstructionen.

Rändern oder gar nicht aufgenietet ist. Nennt man  $l$  die Seitenlänge einer quadratischen, an vier Rändern ange-nieteten Buckelplatte und behält die früheren Bezeich-nungen bei, so ergeben sich nach Bauschinger folgende Einzellasten, welche die Platten zerstörten, in kg.<sup>1)</sup>

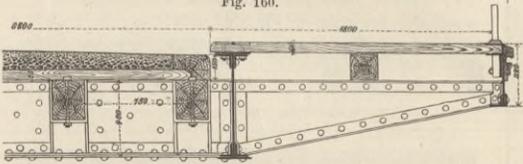
$\delta$ mm	$l = 1060, h = 85$ kg	$l = 880, h = 72$ kg
6	5 600	6 200
7	7 000	7 500
8	8 400	9 000
9	9 700	10 500
10	11 000	12 000

Die Buckelplatten werden als Stütz- oder Hängplatten zur Unterstützung einer Beschotterung oder Pflasterung verwandt und werden zur Ableitung des Sickerwassers im ersten Falle mit Beton ausgegossen, im zweiten Fall an der tiefsten Stelle mit einem Loch versehen. Da die Buckelplatten die grösste Tragfähigkeit entwickeln, wenn sie an allen Rändern festgenietet sind, so erfordern sie ein Netz von Lang- und Querträgern, dessen Maschen ihren Längen und Breiten entsprechen und auf deren Gurten sie sich auflegen und festnieten lassen.

e) **Bohlenbelag.**

Wo Bohlen als Unterlage für Beschotterung verwendet werden, bedürfen dieselben einer hinreichenden Unter-stützung durch eiserne oder hölzerne Langträger, wenn sie normal, s. Textfig. 160, durch eiserne Querträger, wenn

Fig. 160.



sie parallel zur Brückenachse verlegt werden. An den Rändern der Fahrbahn wird letztere meist durch eichene Saumschwellen begrenzt. Die Textfigur, welche den Quer-schnitt der von Keller construirten Strassenbrücke mit Gitterträgern über die Oos in Badenbaden im Maassstabe von 1:30 darstellt, zeigt zwischen Querträger eingeschaltete, auf gusseiserne, an letztere angeschraubte Consolen gelagerte Langschwelenstücke, worauf Querbohlen genagelt sind, und giebt zugleich die Construction des auf vollwan-digen, an die Hauptträger angenieteten Consolen ruhenden, 1,8 m breiten Banketts, welches einen an den Enden durch die eisernen Haupt- und Stirnträger, in der Mitte durch eine hölzerne Langschwelle unterstützten Querbohlenbelag und ein schmiedeisernes, an jene Stirnträger geschraubtes Geländer besitzt.

z) **Steinplatten.**

Zur Unterstützung einer Beschotterung lassen sich in besonderen Fällen Platten aus festem Sandstein, Granit, Thon- oder Glimmerschiefer u. dgl. verwenden, welche auf die Gurten von Quer- und Langträgern gelegt und durch die überstehenden Stehbleche derselben gegen Verschiebung geschützt werden. Bei der geringen Zugfestigkeit und grossen Sprödigkeit des Steins kann diese Construction nur bei Verwendung von Platten aus dem besten Material und bei freiliegenden Weiten von höchstens 0,75 bis 1 m emp-fohlen werden. Bei der Strassenbrücke über die Ise bei Gifhorn hat man quadratische Sandsteinplatten von 1,19 m Seitenlänge und 12 cm Dicke auf die durch Quer- und Langträger gebildeten Felder gelegt und, um dieselben den Verkehrsstössen nicht allzusehr auszusetzen, auf eine 1,2 cm starke Lage Theermörtel (zu 1 cbm Theermörtel wurden 140 kg Theer, 140 kg Pech, 0,87 cbm Kalkpulver und 0,62 cbm gewaschener Sand verbraucht) und auf Unter-lag-Streifen von doppeltem, mit heissem Theer getränkten

1) Ueber Versuche mit Buckelplatten an der Berliner Stadtbahn vgl. auch Ztschr. f. Bauwesen 1880.

Asphaltfilz gelagert. Ruhen die Platten von der Breite  $b$ , freiliegenden Länge  $l$  und Dicke  $h$  an den Enden frei auf und sind gleichzeitig mit einem unten in ihrer Mitte wirkenden schwersten Raddrucke  $P$  und dem aus ihrem eigenen und dem Gewichte der Ueberschüttung bestehenden, gleichförmig auf den  $qm$  vertheilten Gewicht  $p$  belastet, so er-giebt sich, wenn  $p$  und  $l$  gegeben sind, die erforderliche Plattenstärke

$$h = \sqrt{\frac{3l}{2bs} \left( Q + \frac{pl}{2} \right)} \dots (369)$$

oder, wenn  $l$  und  $h$  gegeben sind, die grösste zulässige Spannweite

$$l = -\frac{Q}{p} + \sqrt{\frac{4s}{3p} bh^2 + \left( \frac{Q}{p} \right)^2} \dots (370)$$

Hierin bezeichnet  $s$  die grösste zulässige Anspruchnahme auf Zug, welche nach Bauschinger bei 10-facher Sicher-heit für den qem folgende Werthe annimmt.

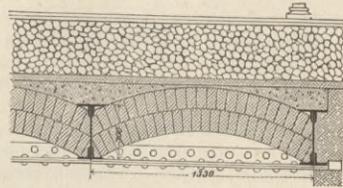
Weicher Sandstein . . . 3 kg	Harter Sandstein . . . 8 kg
Dolomit . . . . . 5 "	Trachyt . . . . . 12 "
Molasse-Sandstein . . . 6 "	Granit . . . . . 17 "
Muschelkalk . . . . . 7 "	Diorit . . . . . 21 "
Jurakalk . . . . . 7 "	Glimmerschiefer . . . 25 "

Wird die Platte an ihren vier Rändern unterstützt und weicht sie von der quadratischen Form nicht viel ab, so lässt sich deren Dicke annähernd auf 0,8 bis 0,9 der zuvor ermittelten Stärke  $h$  vermindern.

7) **Steingewölbe.**

Zuverlässiger als Steinplatten zur Unterstützung von Beschotterung oder von Steinpflaster erscheinen Gewölbe aus Voll- oder Hohlziegeln von 0,75 bis 2 m Spannweite, 0,05 bis 0,2 Pfeilhöhe und 12 bis 25 cm Stärke, welche man theils normal, s. Textfig. 161, welche einen Theil

Fig. 161.



des Längenschnittes einer Strassenbrücke der Orleans-bahn darstellt, theils parallel zur Brückenachse zwischen eiserne bezw. Quer- und Langträger einspannt und in ihren Bogenzwickeln mit einer Betonschicht ausfüllt. Werden die Gewölbe, was wegen der Aufhebung ihres Seitenschubes vorzuziehen ist, normal zur Gewölbachse angeordnet, so müssen auch die beiden an den Enden befindlichen Ge-wölbe auf eiserne Querträger, nicht aber auf die steinernen Auflagepfeiler gestützt werden, damit sie den Längenver-änderungen der Hauptträger bei Temperaturwechsel folgen können. Steingewölbe haben den Vortheil, dass sie eine feste Verspannung der Träger unter sich bewirken, eine solide Unterstützung der Strassendecke bilden, ver möge ihres meist auf die unteren Trägergurten wirkenden Ge-wichtes die Stabilität der Brücke erhöhen, sowie die Ver-kehrsstösse auf die eisernen Träger mildern, dagegen den Nachtheil, dass sie die Träger auf den  $qm$  mit 500 bis 700 kg belasten und stärkere Abmessungen derselben, also höhere Kosten bedingen, auch wegen der Verschiedenheit des Materials ungleiche Längenveränderungen bei Tempe-raturwechsel erleiden, welche deren Zusammenhang all-mälig lockern können.

8) **Gusseiserne Platten.**

Das Gusseisen findet als Unterstützung von Strassen-decken in Form von ebenen, gewölbten, gerippten und so-genannten Zellenplatten bei Spannweiten von 0,5 bis 2 m Verwendung, erfordert jedoch wegen seiner geringen Zug-festigkeit und grossen Sprödigkeit einen starken Boden, welchem eventuell durch Unterlegen von Blechplatten vor

dem Gusse, wobei sich beide fest miteinander verbinden, eine grössere Zugfestigkeit und Zähigkeit gegeben wird. Die Lagerung der Platten erfolgt am besten auf allen vier Rändern, weil hierdurch die Platten tragfähiger werden, also dünner und leichter sein können, erfordert aber sehr ebenen Guss und da, wo Unebenheiten vorkommen, eine Ausgleichung durch Cement oder Giesserei. Zur Ableitung des Sickerwassers werden in die Gussplatten Ablauföffnungen gegossen.

### C. Die Fussbahnen und Geländer der Eisenbahn- und Strassenbrücken.

Als Deckmaterial der Fussbahnen werden vorzugsweise Bohlen, s. Textfig. 147, 154 u. 160, angewandt, doch werden auch Asphaltbeläge, Pflasterungen und Steinplatten, s. Textfig. 155, hierzu benutzt. Die Bohlenbeläge sind entweder einfach, s. Textfig. 147 u. 160, und bestehen dann aus Quer- oder Längsbohlen, je nachdem sie durch Lang- oder Querträger unterstützt sind, oder doppelt, s. Textfig. 154, und bestehen dann aus Quer- und Längsbohlen, wovon die ersteren oder die letzteren unten liegen, je nachdem sie durch Lang- oder Querträger unterstützt sind.

Die Fussbahnen werden nach III. 1 und 2 entweder durch die Träger der Fahrbahn oder durch Consolenträger unterstützt, welche bei kleinen und grösseren Ausladungen bezw. als Blechträger, s. Textfig. 160, und Fachwerkträger, s. Textfig. 154, construirt sind. Bei Abständen derselben von 1 bis 2 m nehmen sie die Bohlen der Fussbahnen direct, bei solchen von über 2 m besondere Langträger aus Holz oder Eisen, s. Textfig. 160, auf, an welche der Querbohlenbelag befestigt wird. Solche Beläge erhalten bei Brücken über Verkehrslinien, deren Bahnen Wasser nicht durchlassen dürfen, besondere Unterlagen von Blech oder Wellenblech, s. Textfig. 156.

Die bei Brücken mit oben ruhender Fahrbahn oder bei ausgekragten Fussbahnen erforderlichen eisernen Geländer erhalten Höhen von 0,9 bis 1,1, also im Mittel von 1 m und bestehen aus Geländerpfosten, Handschienen und einer mehr oder minder dichten, reichen Füllung. Gusseiserne Geländerpfosten erhalten je nach dem Seitendruck, den das Geländer aushalten soll, einen entsprechenden, meist I-förmigen, kreuzförmigen oder röhrenförmigen Querschnitt und angegossene, abgesteifte Fussplatten, welche auf ihren eisernen oder hölzernen Unterlagen mittelst mehrerer, 1,5 bis 2 cm starker Schrauben befestigt werden, s. Taf. III, IV und VI. Schmiedeiserne Geländerpfosten werden aus L-, T- und I-Eisen oder aus Quadrat- und Rundeisen hergestellt und in den ersten Fällen meist mit flachgeschmiedetem, geradem oder knieförmigem Fusse, welcher mit dem Fussbahnträgerende vernietet oder verschraubt wird, in den beiden letzten Fällen gewöhnlich unten mit einem Ansatz und einer Schraubenspindel versehen, welche mittelst starker Muttern an die äusseren Enden der Fussbahnträger befestigt wird, s. Taf. V, Fig. 6 u. 30—34. Um die seitliche Festigkeit der Geländerpfosten zu erhöhen, werden dieselben, je nachdem die Breite der Fussbahn dies gestattet, nach aussen oder nach innen mittelst besonderer, mit ihnen und deren Trägern vernieteter Streben abgesteift, s. Taf. V, Fig. 6 u. 31. Die Handschienen werden aus Rundeisen, eisernen Röhren, Winkelisen, Flacheisen oder aus mehr oder minder starken Handleisten mit birnförmigem Querschnitt hergestellt. Die Verbindung mit den Geländerpfosten erfolgt durch Nieten oder Schrauben, indem die Handleisten theils, z. B. bei Winkelisen, seitlich, theils von oben an dieselben befestigt werden. Im letzteren Falle werden die Handschienen durchlocht und die Geländerpfosten oben mit Zapfen versehen, welche in die Löcher der ersteren passen. Die Füllungsstäbe zwischen gusseisernen Geländerpfosten werden meist aus Rundeisen hergestellt und durch entsprechende Öffnungen der ersteren gesteckt, s. Taf. III, IV u. VI, während sie zwischen schmiedeisernen Geländerpfosten meist aus Flacheisen gebildet und theils seitlich an, theils zwischen dieselben genietet werden. Hierbei werden die horizontalen

Stäbe meist aus je zwei Flacheisen zusammengesetzt und von aussen, die Diagonalstäbe an den Enden knieförmig gebogen und von der Seite an die Geländerpfosten genietet, s. Taf. V, Fig. 3 u. 6. Bei Brücken mit grossen Spannweiten, deren Träger bei Temperaturwechsel erhebliche Längenveränderungen erfahren, sind die Geländer mit Expansions-Vorrichtungen zu versehen, welche meist darin bestehen, dass an die Geländerriegel einerseits doppelte Laschen genietet werden, zwischen welchen sie sich andererseits verschieben können, s. Taf. V, Fig. 30—34.

### 3. Die Hauptträger.

#### A. Systeme der Parallelträger.

- Nach Zahl und Lage der Stützen sind zu unterscheiden:
- Abgesetzte (discontinuirliche) Parallelträger, deren Enden auf zwei Stützen ruhen,
  - Fortgesetzte (continuirliche) Parallelträger, welche auf mehr als zwei Stützen ruhen,
  - Parallelträger mit freiliegenden Stützpunkten (continuirliche Gelenkträger), welche auf zwei Stützen B, C, s. Textfig. 162, oder A, B und C, D, s. Textfig. 163, ruhen, deren Enden aber über dieselben hervorragend und abgesetzte Träger unterstützen,
    - mit zwei hervorragenden Enden, zwei Gelenken E, F, und zwei verschieblichen Verbindungen E', F', s. Textfig. 162,
    - mit je einem hervorragenden Ende, je einem Gelenke E, F, und je einer verschieblichen Verbindung E', F', s. Textfig. 163.

Fig. 162.

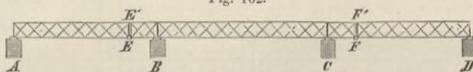


Fig. 163.



Die abgesetzten Träger erfahren selbst bei stärkerer ungleicher Senkung ihrer Stützen eine nur unwesentliche Veränderung der Spannungen ihrer Gurten und Stäbe, während die fortgesetzten Träger selbst bei der geringsten ungleichen Senkung ihrer Stützen eine erhebliche Veränderung der Spannungen jener Theile zu erleiden haben. Man hat daher die letzteren fast ganz gegen die ersteren aufgegeben und verwendet sie nur noch da, wo eine ungleiche Senkung der Stützen nicht zu erwarten ist oder wo eine Ueberschiebung der fertig montirten Träger über die Öffnungen nothwendig wird oder die Kosten ihrer Aufstellung wesentlich vermindert. Um die ökonomischen Vorzüge von continuirlichen Trägern mit grösseren Spannweiten vor abgesetzten Trägern nicht aufzugeben und gleichwohl deren Nachtheile zu beseitigen, verwendet man die continuirlichen Gelenkträger, welche sich bei ungleicher Senkung der Stützen wie abgesetzte Träger verhalten und sich ebenso wie diese statisch exact berechnen lassen.

Nach ihrer Gesamtforn sind zu unterscheiden:

- Die Rechteckträger (Rectangularträger), Parallelträger mit rechteckiger Form, s. Taf. I, Fig. 1—70,
- die Trapezträger, Träger mit paralleltreapezförmiger Form, s. Taf. I, Fig. 71—80.

Während bei oben ruhender Brückenbahn die Rechteckträger mit lothrechten Endpfosten mit Vortheil angewandt werden, gestatten bei unten ruhender Brückenbahn die Trapezträger den Wegfall jener Endpfosten mit Einschluss des letzten Obergurtstücks, mithin eine materielle Ersparnis, welche auch dann noch erzielt wird, wenn die dreieckigen Endfelder der Trapezträger ausgedehnt und durch Fachwerk versteift werden, s. Taf. I, Fig. 80. Zu Trapezträgern eignen sich daher nicht nur die ein- oder mehrfachen Fachwerke, s. Taf. II, Fig. 5, und Taf. I, Fig. 71, 75, 77 und 78, sondern auch die einfachen Netzwerke, s. Taf. I, Fig. 86, dagegen erfordern die zwei- und mehrfachen

Netzwerke die Form der Rechteckträger, s. Taf. I, Fig. 87, und Fig. 89, 91, 94.

Nach ihrem Stabsystem sind zu unterscheiden:

- f) Fachwerkträger, Parallelträger mit dem Stabsystem des rechtwinkligen Dreiecks, s. Taf. I, Fig. 1—80,  
 $\alpha$ ) mit gekreuzten Stäben, s. Taf. I, Fig. 1—45,  
 $\beta$ ) mit einfachen Stäben (einfaches Stabsystem), s. Taf. I, Fig. 46—50,  
 $\gamma$ ) mit einfachen und eingeschalteten Stäben, s. Taf. I, Fig. 51 u. 52,  
 $\delta$ ) mit zwei Reihen einfacher Stäbe (zweifaches Stabsystem), s. Taf. I, Fig. 53—65,  
 $\epsilon$ ) mit über zwei Reihen einfacher Stäbe (mehrfaches Stabsystem), s. Taf. I, Fig. 66—70.
- g) Netzwerkkträger, Parallelträger mit dem Stabsystem des gleichschenkligen Dreiecks, s. Taf. I, Fig. 82—95,  
 $\alpha$ ) mit einfachen Stabreihen, s. Taf. I, Fig. 82—86,  
 $\beta$ ) mit einfachen und eingeschalteten Stäben, s. Taf. I, Fig. 77,  
 $\gamma$ ) mit zweifachen Stabreihen, s. Taf. I, Fig. 87,  
 $\delta$ ) mit mehrfachen Stabreihen (Gitterträger), s. Taf. I, Fig. 88—95,
- h) Parallelträger mit dem Stabsystem des ungleichschenkligen Dreiecks, s. Taf. I, Fig. 81,
- i) Parallelträger mit combinirten Stabsystemen, s. Taf. I, Fig. 96—98.

Von dem Stabwerke der Fachwerkträger sind nur die geneigten Stäbe (Diagonalen) zur Uebertragung der freischwebenden Lasten auf die Stützen, also zur seitlichen Uebertragung von Lasten, die lothrechten Stäbe (Verticalen) nur zur lothrechten Uebertragung von Lasten von Gurt zu Gurt geeignet, während die Stäbe der Netzwerkkträger sich sämmtlich zur seitlichen Uebertragung von Lasten eignen, also statisch vorteilhafter sind. Dagegen gestatten die Verticalen der Fachwerkträger einen bequemeren Anschluss der Querträger der Brückenbahn, s. Taf. I, Fig. 20, 26, 33, 36, 37, 55, 56 und 69, während die Brückenbahn der Netzwerkkträger entweder unmittelbar, s. Taf. I, Fig. 85, oder mittelbar, s. Taf. I, Fig. 90, auf deren Gurten zu lagern oder an die Scheitel der gleichschenkligen Stabdreiecke anzuschliessen ist, s. Taf. I, Fig. 87. Bei höheren Trägern, deren gedrückte Stäbe zugleich auf seitliche Ausbiegung (Knicken) beansprucht werden, gewähren unter übrigens gleichen Umständen die Fachwerke gegenüber den Netzwerken den Vortheil, dass die lothrechten Druckstäbe (Druckposten) der ersteren relativ kürzer sind als die geneigten Druckstäbe (Streben) der letzteren.

Die Gurten erfahren nach Gleichung 173 und 174 unter übrigens gleichen Umständen eine um so geringere Spannung, je höher der Träger im Verhältniss zu seiner Stützweite ist, während die gedrückten Stäbe nach Gleichung 168 und 169 um so leichter seitlich ausbiegen, je länger sie im Verhältnisse zu ihrer kleinsten Querschnittsdimension werden. Da also mit wachsender Höhe der Träger die erforderlichen Querschnitte der Gurten und Druckstäbe bzw. ab- und zunehmen (und umgekehrt), so ist vom ökonomischen Standpunkte aus jene Höhe so zu wählen, dass die zur Herstellung der Träger notwendige Materialmenge möglichst gering wird. Die Trägerhöhen ausgeführter Parallelbalkenbrücken bewegen sich zwischen  $\frac{1}{5}$  und  $\frac{1}{12}$  und betragen meistens  $\frac{1}{10}$  ihrer Stützweite. Die ökonomisch vorteilhaftesten Höhen der Träger schwanken zwischen  $\frac{1}{7}$  und  $\frac{1}{9}$  und betragen im Mittel  $\frac{1}{8}$  ihrer Stützweite. Die Höhe der continüirlichen Gelenkträger über zwei gleiche Seitenöffnungen und eine grössere Mittelöffnung kann durchschnittlich zu  $\frac{1}{4}$  ihrer grössten Spannweite angenommen werden. Der Mittelöffnung giebt man je nach der Anordnung in Textfig. 162 und 163 eine Spannweite von bzw. 1,14 und 1,1 je einer seitlichen Spannweite und einen Abstand der Gelenke von den Mittelstützen von bzw. 0,21 und 0,19 der mittleren Spannweite.

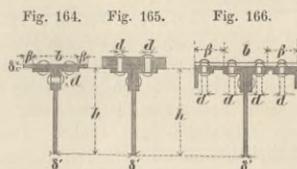
Als ideale Systemform der Parallelträger ist das durch die Schwerlinien der beiden Gurte und sämmtlicher Stäbe gebildete Liniennetz, s. Textfig. 189, dessen Abmessungen der statischen Berechnung zu Grunde liegen, zu betrachten.

Dieses Liniennetz bildet zugleich das Gerippe der Construction, von welchem aus die Abmessungen der Gurten und der Stäbe nach Maassgabe ihrer berechneten Stärken aufgetragen werden.

## B. Die Gurte.

Die Querschnittsfläche  $f_g$  gedrückter Gurtstücke ergibt sich direct aus dem Quotienten  $\frac{X}{d}$  der zulässigen Einheitspressung in deren grösste Gesamtpressung, wobei, wenn zugleich eine seitliche Ausbiegung zu verhindern ist,  $d$  etwa  $\frac{7}{8}z$  beträgt, während die Querschnittsfläche  $f_z = \frac{Z}{z}$  gezogener Gurtstücke um die Fläche der meisten, in ihr enthaltenen Nietlöcher und zwar um höchstens  $\frac{f_z}{7}$  vermehrt werden muss. Da hiernach die nutzbaren Querschnitte bzw.  $\frac{8X}{7z}$  und  $\frac{8Z}{7z}$  betragen, die Spannungen  $X$  u.  $Z$  aber innerhalb desselben Feldes ganz oder nahezu gleich sind, so folgt, dass auch die Flächeninhalte der vollen Querschnitte beider Gurten nicht oder nur wenig von einander abweichen.

Die Querschnittsform muss eine leichte Zusammensetzung, Vermehrung des Querschnittes und Verbindung mit den Stäben und Querverbänden gestatten, nicht über 2,5  $d$  bis 4  $d$  lange Niete erfordern und zur Verhütung von Oxydation frei von Wassersäcken sein. Die Querschnittsform der gedrückten Gurte soll ausserdem eine möglichst grosse Seitensteifigkeit derselben erzielen. Die zweckmässigsten, zur Zeit in der Praxis gebräuchlichen Querschnitte der Gurte sind für kleinere Spannweiten der T- und +-förmige, für grössere Spannweiten der □- und ⊥-förmige in einfacher und mehr oder minder zusammengesetzter Gestalt.

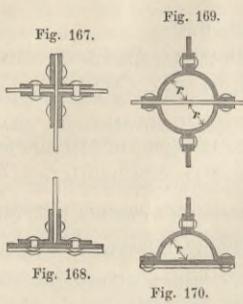


a) Der T-förmige Gurt, s. Textfig. 164, 165, 166, sowie Taf. III, Fig. 7, 8, 18, 19 und Taf. IV, 10 und 11, erhält bei kleinen Brücken ein, durch je 2 Winkeleisen mit einfachen oder mehrfachen Horizontalplatten verbundenes, Stehblech. Die Abmessung der kleinsten, hier anwendbaren Winkeleisen ist  $8,5 \times 8,5 \times 1,2$ , die Höhe  $h$  des Stehblechs höchstens  $15 \delta'$ , mithin die geringste Breite der horizontalen Kopfplatten  $b = 2 \times 8,5 + \delta'$ . Die grösseren Breiten der letzteren richten sich nach den Breiten der im Handel vorkommenden Flacheisen und nach ihrem Verhältnisse zu den Winkeleisenchenkeln, wonach die Horizontalplatten entweder nur wenig oder auf jeder Seite um je  $\beta = 3,5$  cm vor den letzteren vorstehen, damit sie durch besondere Nietreihen verbunden werden können. Die Stärke  $\delta$  der einzelnen Kopfplatten darf 0,8 bis 1,5, höchstens 2 cm, deren Gesamtstärke  $2,4d$ , höchstens  $4d$ , also bei der grössten Nietbolzenstärke  $d = 2,6$  cm,  $2,4 \times 2,6 = 6,5$ , höchstens  $4 \cdot 2,6 = 10,4$  cm betragen. Bei Brücken mit grösseren Spannweiten, für welche breitere Platten erforderlich sind, werden die Ränder entweder der Kopfbleche oder der Kopf- und Stehbleche durch Winkeleisen gesäumt, s. Textfig. 166.

Statt der durchgehenden Stehbleche, bei welchen im gezogenen Gurte der den Löchern der Anschlussniete der Stäbe entsprechende Blechstreifen durchweg verloren geht, bringt man zur Vermeidung dieses Verlustes an den Knoten der Gurten nicht selten besondere Anschlussplatten für die Stäbe, sogenannte Knotenbleche, s. Taf. II, Fig. 15, Taf. V, Fig. 3, 4, 5, an, welche zugleich als Stossplatten für die einzelnen Theile der Gurtung dienen. Wo der erforderliche Gurtquerschnitt den Wegfall des Stehblechs nicht gestattet, wendet man ein solches in Ver-

bindung mit Knotenblechen an, s. Taf. IV, Fig. 7, 8, 9 u. Taf. VI, Fig. 7, 8, 9.

b) Der kreuzförmige Gurt, s. Textfig. 167, besteht aus horizontalen und verticalen, durch je 4 Winkeleisen verbundenen Lamellen,

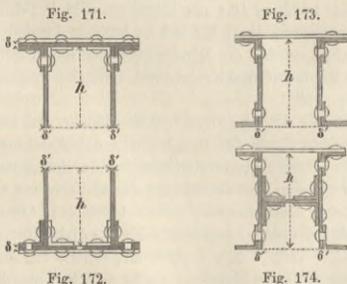


durch deren Vermehrung oder Verstärkung die Zunahme des Querschnittes bewirkt wird. Bei Herstellung grösserer Querschnitte durch Anwendung breiterer Lamellen, welche über die Winkeleisen bedeutend vorstehen, werden deren Ränder mit Winkeleisen gesäumt. Auch der kreuzförmige Gurt eignet sich zur Anwendung sowohl von Stehblechen, als von Knotenblechen, welche zwischen die Verticalschenkel der Winkeleisen eingeschaltet werden.

Brücken mit kreuzförmigem Druckgurt erhalten entweder einen ebenfalls kreuzförmigen oder — der besseren Lagerung wegen — einen halbkreuzförmigen, also umgekehrt T-förmigen Zuggurt, s. Textfig. 168.

c) Der röhrenförmige Gurt besteht aus horizontalen und verticalen, durch Quadranteisen verbundenen Lamellen, indem zu dem Obergurt je vier, s. Textfig. 169, zu dem Untergurt je zwei Quadranteisen, s. Textfig. 170, angewandt werden. Obwohl die Röhrenform viel Widerstandsfähigkeit gegen seitliche Ausbiegung entwickelt, so ist doch der hierbei entstehende Hohlraum, da er eine periodische Beschichtung und Erneuerung des Anstrichs nicht zulässt, der Oxydation mehr ausgesetzt, als die geschlossenen Querschnitte.

d) Der U-förmige Gurt, s. Textfig. 171 u. 172 und Taf. V, Fig. 15, 19, 22, erhält zwei, durch je ein oder je zwei Winkeleisen mit ein- oder mehrfachen Horizontalplatten verbundene Stehbleche, bildet also einen doppelten T-förmigen Gurt, dessen spezielle Anordnung derjenigen des einfachen T-förmigen Gurts ähnlich zu treffen ist. Die Horizontalplatten schmalere Gurte werden in ihrer ganzen Breite aus je einer Lamelle, diejenigen breiterer Gurte aus einzelnen Flacheisen mit verwechselten Stossfugen hergestellt. Wegen der grösseren Flächenentwicklung eignet sich der U-förmige Querschnitt vorzugsweise für die Gurten weitgespannter Brücken, und gestattet innen einen bequemen Anschluss stärkerer, im Querschnitt I-förmiger Druckstäbe. Springen die Horizontalplatten bedeutend über die Winkeleisen vor, so werden sie, wie beim T-förmigen Gurt, s. Textfig. 166, mittels von unten angenietet, erhalten die Verticalplatten eine grössere Höhe, ausserhalb mittels seitlich angenietet Winkeleisen gesäumt, wie bei dem  $\square$ -förmigen Gurt, Taf. II, Fig. 16. Bei besonders starken, gedrückten Gurten werden gegen die Verticalplatten von aussen auch zwei bis drei Paar Winkeleisen genietet, s. Taf. V, Fig. 6 u. 13. Damit der U-förmige Untergurt einen Wassersack nicht bildet, bohrt man in dessen Boden hintereinander eine zur Abführung des Wassers genügende Zahl nicht zu kleiner Löcher.



e) Der  $\square$ -förmige und H-förmige Gurt besteht aus zwei  $\square$ -förmigen Profilleisen oder aus zwei ge-

trennten Verticalplatten, gegen welche von aussen je 2 Winkeleisen so angenietet sind, dass sie mit jenen je zwei  $\square$ -Eisen bilden, s. Textfig. 173. Eine Zunahme des Querschnittes wird durch Hinzufügung horizontaler, unter die Winkelschenkel genieteter Platten von wachsender Stärke bewirkt. Bisweilen wird dieser Querschnitt für den unteren und der U-förmige für den oberen Gurt desselben Trägers verwandt, s. Taf. I, Fig. 16.

Werden die Verticalplatten des  $\square$ -förmigen Gurtes in ihrer halben Höhe mittels je 4 Winkeleisen durch eine Horizontalplatte verbunden, so entsteht der H-förmige Gurt, s. Textfig. 174. Zwischen den Verticalplatten beider Gurtquerschnitte lassen sich stärkere, im Querschnitt I-förmige Druckstäbe bequem anschliessen.

### C. Die Stäbe.

Die gezogenen Stäbe werden meist aus einem oder aus zwei oder aus mehreren zusammengesetzten Flacheisen, selten aus Rund- oder Quadrat-Eisen construiert und ist ihrem nutzbaren Querschnitte der Anfall durch die Löcher der Anschlussniete oder Anschlussbolzen hinzuzufügen. Der Querschnitt der gedrückten Stäbe ist nach dem, ihrem abnehmenden Verhältniss der kleinsten Querschnittsdimension zur Länge entsprechenden, abnehmenden Widerstand und zwar ohne Abzug der Nietlöcher zu bemessen, wobei deren Querschnittsform und Befestigungsweise an den Enden zu berücksichtigen ist. Die Querschnittsform derselben muss einen möglichst grossen Widerstand gegen seitliche Ausbiegung entwickeln, eine allmähliche Vermehrung des Querschnittes in den aufeinander folgenden Feldern, leichte Herstellung oder Zusammensetzung und bequemen Anschluss an die Gurte gestatten.

Die in der modernen Praxis gebräuchlichsten Querschnittsformen der Druckstäbe sind der L-, T-,  $\square$ -, + und I-förmige.

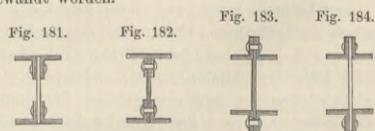
a) Der L-förmige Querschnitt, s. Textfig. 175, findet nur bei Trägern mit kleinen Spannweiten und — bei Trägern mit grösseren Spannweiten — zu den Stäben der Horizontal- und Vertical-Versteifungen Anwendung.

b) Der T-förmige Querschnitt wird sowohl homogen, s. Textfig. 176, als aus je 2 Winkeleisen, s. Textfig. 177, ohne, s. Taf. III, Fig. 30, oder mit flachen Verstärkungsplatten, s. Taf. IV, Fig. 19, zusammengesetzt angewandt.

c) Der  $\square$ -förmige Querschnitt wird theils homogen, theils aus je zwei Winkeleisen mit einer Verbindungsplatte, s. Textfig. 178, hergestellt.



d) Der +förmige Querschnitt ist selten homogen, s. Taf. I, Fig. 9, meist aus je vier Winkeleisen, s. Textfig. 179, oder je zwei T-eisen, s. Textfig. 180, ohne oder mit Einschaltung von Verstärkungsplatten, auch aus je zwei Winkeleisen und vorstehenden Flacheisen zusammengesetzt angewandt worden.



e) Der I-förmige Querschnitt wird theils homogen, theils aus je vier Winkeleisen, s. Textfig. 181 bis 184, mit Einschaltung einer vollen Platte oder Gitterwerk, zusammengesetzt hergestellt. Die ersteren beiden, s. Fig. 181 u. 182, werden von innen, die letzteren beiden, s. Fig. 183 u. 184, von aussen an die beiden Stehbleche der Gurte und zwar entweder direct oder mittels Laschenblechen, s. Taf. II, Fig. 14 u. 16, angeschlossen.

Ausser den vorstehenden Querschnitten ist, besonders bei den gedrückten Stäben österreichischer Brücken, der aus je vier Quadranteisen zusammengesetzte röhrenförmige Querschnitt zur Anwendung gekommen, welcher jedoch die unter B. c. angeführten Nachteile besitzt.

**D. Verbindung der Gurten und Stäbe.**

Die Stäbe werden an die Steh- oder Knotenbleche der Gurten entweder durch Niete oder durch Bolzen abgeschlossen. In beiden Fällen müssen sich in der Regel die Mittellinien der Stäbe so genau als möglich in den Schwerlinien der Gurten schneiden.

a) Die Nietverbindung ist einschnittig, s. Textfig. 96—100, wenn der Stab einseitig, zweisechnittig, s. Textfig. 101—103, wenn er zweiseitig, entweder ohne oder mittels Laschen angeschlossen wird. Im letzteren Falle erreicht man den Vortheil einer centrischen Druck- oder Zugwirkung und einer Verminderung der Zahl der Anschlussniete auf die Hälfte. Die zweckmässigste Vertheilung der Niete zeigen die Textfiguren 104—109. Wenn sich die Mittellinien der Stäbe und Schwerlinien der Gurte nicht schneiden, so sind die Anschlüsse durch eingelegte Dreiecksbleche, welche zugleich als Stossplatten der Gurte dienen können, zu bilden, s. Taf. IV, Fig. 7—9 u. Taf. VI, Fig. 7—10.

b) Die Bolzenverbindung erfordert eine Durchbohrung und Verbreiterung des Stabendes, welches zur Verminderung des Lochdruckes bisweilen noch durch seitlich angenietete Platten verstärkt wird. Die Verbreiterung

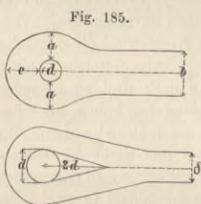


Fig. 185.

Fig. 186.

beträgt für die Stabbreite  $b$  und den Bolzendurchmesser  $d$

$$a = \frac{b}{2} + \frac{1}{3} d$$

zu beiden

Seiten und  $c = \frac{b}{2} + \frac{2}{3} d$  an dem Ende des Stabes, s. Textfig. 185. Bei runden Drähten erhalten die Schlingen die Form in Textfig. 186.

Um die Muttern der Bolzen, auch wenn deren Schäfte theilweise frei sind, anziehen zu können, werden die letzteren durch cylindrische Hülsen gesteckt.

**4. Die Brückenbahnräger.**

**a) Die Langträger.**

Die Langträger der Parallelbalkenbrücken werden bei geringen Längen aus gewalzten, im Querschnitt L-förmigen Profilenisen, s. Taf. I, Fig. 36, 37 u. 55, bei grösseren Längen aus einem Stehblech und je vier Winkelisen ohne Gurtplatten, s. Taf. I, Fig. 33 u. 48, oder — bei wachsender Anspruchnahme — mit Gurtplatten, s. Taf. II, Fig. 17 u. 18, bei den grössten Längen als niedrige Gitter- oder Fachwerkträger mit Gurten aus je zwei Winkelisen und eingeschaltetem Stabwerk hergestellt. Die letztere Anordnung findet

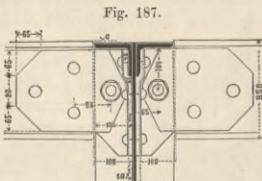


Fig. 187.

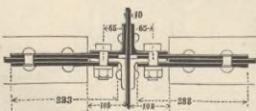


Fig. 188.

sich auch bei Längsaussteifungen von Querträgern, s. Taf. I, Fig. 27. Die Massivbalken werden vorzugsweise bei Strassenbrücken verwandt und ruhen dann meist auf den Querträgern, s. Taf. I, Fig. 55. Die Blechbalken finden besonders

Heinzerling, Eisernen Parallelbalkenbrücken. Zweite Auflage.

bei Eisenbahnbrücken Anwendung und werden meist, besonders bei beschränkter Constructionshöhe, zwischen die Querträger eingeschaltet und meist mittels je zweier Winkelplatten an dieselben angeschlossen, s. Taf. III, Fig. 16, und Taf. IV, Fig. 5, während sie andernfalls auch auf die Querträger genietet werden, s. Taf. III, Fig. 5, 7 u. 8. Statt einer Vernietung der Langträger mit den Querträgern, deren Niete durch Belastungen und Erschütterungen erfahrungsmässig allmähig locker werden, hat man in neuerer Zeit Gelenke angewendet. Die Textfig. 187 u. 188 stellen z. B. die an der im Jahre 1878 von Gerber ausgeführten Strassenbrücke zwischen Neustadt an der Saale und Burgwallbach in Unterfranken<sup>1)</sup> angebrachten Anschlüsse der massiven Langträger an die Blechquerträger mittels doppelter Laschenplatten und Gelenkbolzen in Grundriss und Ansicht dar. Die Stehbleche der Langträger werden da, wo sie Einzellasten — z. B. die Querschwellen oder Schienenlager von Eisenbahnen — aufzunehmen haben, durch einfache oder doppelte Winkelleisen, s. Taf. II, Fig. 14 u. 18, ausgesteift.

**b) Die Querträger.**

Die Querträger werden bei geringeren Längen mit durchweg gleicher, s. Taf. III, Fig. 7, 8 u. 18, bei grösseren Längen — zumal bei beschränkter Constructionshöhe — mit verschiedener, von den Enden nach der Mitte hin wachsender Höhe, s. Taf. II, Fig. 16 u. 17, und Taf. III, Fig. 19, fast in allen Fällen aber aus Blechbalken mit L-förmigem Stehblech, je zwei Winkelleisen und den etwa erforderlichen Gurtplatten hergestellt. Sie erhalten alsdann entweder ein durchgehendes, s. Taf. II, Fig. 16 u. 17, oder, wenn sie mit Querversteifungs- oder Stabanschlussplatten verbunden werden sollen, s. Taf. I, Fig. 36 u. 37, Taf. III, Fig. 7, 8, 18 u. 19, und Taf. IV, Fig. 10, 11, 21 u. 22, ein zweimal gestossenes Stehblech mit je zwei trapezförmigen Endplatten, während dessen beide Stösse durch doppelte Stossplatten gedeckt werden. Bei Querträgern mit durchgehenden Stehblechen, an welche sich die Querversteifungen von Verticalen anschliessen sollen, werden dreieckige oder parallele trapezförmige Versteifungsbleche auf die Stehbleche gestellt und beide durch doppelte Laschen verbunden, s. Taf. I, Fig. 32 u. 33. Auch die Querträger werden da, wo Einzellasten, z. B. Langträger oder Langschwellen, auf ihnen ruhen, durch Winkelleisen oder Flacheisen, s. Taf. VI, Fig. 6, ausgesteift.

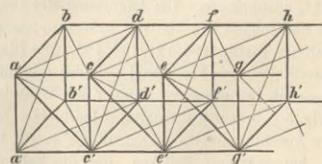
**c) Die Consolenträger.**

Die Consolenträger, welche eine mittelbare Fortsetzung der Langträger an den Enden oder der Querträger an den Seiten der Brücke bilden, werden bei kleinen Ausladungen meist nur aus verstrebtten Querträgern, s. Taf. I, Fig. 90, bei grösseren Ausladungen mit Stehblech und einfachen oder doppelten Winkelisen entweder nur oben, s. Taf. IV, Fig. 22, oder oben und unten, bei den grössten Ausladungen als trapezförmige Fachwerkträger, s. Taf. I, Fig. 55 u. 56, construiert. Bei auf den Hauptträgern ruhenden Querträgern erhalten die letzteren nicht selten consolentartig geformte Enden, s. Taf. IV, Fig. 6.

**5. Die Querverbände.**

Um die Stabilität und die gerade Richtung der Hauptträger zu sichern, werden zwischen dieselben verticale Querverbände  $ab'ba'$ ,  $cd'dc'$  etc. und horizontale Querverbände

Fig. 189.



ad b'c, cf de etc. und  $a'd' b'e'$ ,  $c'f' d'e'$  etc. eingeschaltet,

1) Vgl. Ztschr. f. Baukunde, 1882. Sp. 541 ff.

s. Textfig. 189. Der Ueberbau einer oben geschlossenen Parallelbalkenbrücke muss schliesslich ein gegliedertes Hohlprisma bilden, dessen Seitenwände  $aa'gg'$ ,  $bb'hh'$ , Boden  $a'b'g'h'$  und Decke  $abgh$  aus Fachwerken mit correspondirenden, auch nach der Quere ausgesteiften Feldern bestehen, s. Textfig. 189, während bei einer oben oder unten offenen Parallelbalkenbrücke das Fachwerk bzw. der Decke und des Bodens wegfällt, dagegen die Querversteifung bzw. des Bodens und der Decke bestehen bleibt.

#### A. Vertical-Querverbände.

Die verticalen Querverbände, welche die Wandungen der Hauptträger in paralleler und lothrechter Lage erhalten sollen, s. Textfig. 126 und 130, bestehen bei kleinen Brücken meist schon in deren Querträgern und deren Aussteifungen, s. Textfig. 130, 131, oder, wenn solche nicht vorhanden sind, in Querverbänden theils mit vollen Blechwandungen, theils mit Fach- oder Gitterwerk, deren Abstände zur Sicherung des Druckgurts gegen seitliches Ausbiegen dessen 12- bis 15fache Breite nicht übersteigen dürfen. Bei höheren Hauptträgern mit oben liegender Brückenbahn, s. Textfig. 126 bis 129, lassen sich Verticalquerverbände unter den letzteren in Form von Fachen mit gezogenen oder gedrückten Diagonalen, s. Taf. III, Fig. 7 u. 8, Taf. IV, Fig. 5 u. 6, Taf. V, Fig. 5 u. 6 und Taf. VI, Fig. 5 u. 6, bei solchen mit unten liegender Brückenbahn über der letzteren nur insoweit anbringen, als dies der zum Verkehr erforderliche freie Raum gestattet, s. Textfig. 132, 133. Lassen sich aus diesem Grunde die oberen Theile der Trägerwände nicht mehr durch Fache oder Dreiecke verbinden, so müssen steife Verticalständer, hohe Querträger und eine Aussteifung beider durch Dreiecksbleche, s. Taf. III, Fig. 18 u. 19, oder durch Gitterwerk, s. Taf. II, Fig. 16, und in beiden Fällen zugleich Seitenhaltungen der Trägerwände an den Widerlagern und Pfeilern zur Erhaltung der rechteckigen Querschnittsform angeordnet werden.

#### B. Horizontal-Querverbände.

Der horizontale Querverband, welcher zur Vermeidung einer seitlichen Ausbiegung der Brücke durch Windstoss dient, ist als ein liegender Fachwerkträger mit gedrückten Transversalen und gekreuzten Zugdiagonalen, s. Textfig. 118 bis 125, zu construiren, dessen Gurtspannungen durch die Gurten des Hauptträgers aufgenommen werden. Die Ebene desselben ist daher möglichst durch die Schwerlinien zweier gegenüber liegender Hauptgurten und dessen Knotenpunkte mit solchen des Hauptträgers zusammen zu legen. Bei kleinen Brücken genügt meist ein Horizontalverband mit durchweg gleichstarken Diagonalen, s. Taf. II, Fig. 14, welcher der Fahrbahn möglichst nahe zu legen ist, um die horizontalen Stösse der Fahrbetriebsmittel sofort aufnehmen zu können. Die Anordnung der Diagonalen für gerade und schiefe Brücken mit geringeren Spannweiten ergibt sich aus Textfig. 118, 119, 122 und 123. Bei grösseren Brücken mit über etwa 5,5 m hohen Trägerwänden zwischen den oberen und unteren Gurtungen, s. Taf. V, Fig. 6, ist ein solcher mit nach den Auflagern hin zunehmenden Stärken der Stäbe anzuwenden und in beiden Fällen eine Verbindung der Diagonalen mit den Quer- und Schwellenträgern herzustellen, s. Taf. II, Fig. 14, 16 u. 17. Wenn dies nicht thunlich ist und letztere eine Länge von 4 m und mehr erreichen, so ist für letztere ein besonderer, nach denselben Grundsätzen construirter Horizontalverband, s. Textfig. 121, anzubringen. Die Anordnung der Diagonalen für gerade und schiefe Brücken mit grösseren Spannweiten ergibt sich aus Textfig. 120, 121, 124, 125. Die Diagonalen werden gewöhnlich aus Flacheisen gebildet und mit Spannung eingesetzt, bei grösseren Längen aus Winkelbleisen, s. Taf. III, Fig. 5 u. 6, construirt und nur bei kleinen Brücken, wo wenige Anschlussniete genügen, direct, s. Taf. III, Fig. 14 u. 15, bei grösseren Brücken, um die Zahl der Anschlussniete vermehren zu können, ohne die Stäbe zu verbreitern, mittels besonderer Hilfsplatten an die Gurtungen und Querverbindungen angeschlossen, s. Taf. II, Fig. 14

Taf. IV, Fig. 4, Taf. V, Fig. 2. Auch hier sind die Schnittpunkte der Diagonalen möglichst nahe in die lothrechten Schwerpunktebenen der Hauptträger zu legen.

#### 6. Knoten und Stabkreuzungen.

Die Verbindungen mehrerer zusammentreffender Constructionstheile bilden die Knoten der Parallelbalkenbrücken und liegen entweder in einer Ebene (Flachknoten) oder in zwei unter einem (gewöhnlich rechten) Winkel zu einander geneigten Ebenen, welche Flächenwinkel einschliessen (Winkelknoten), oder in drei unter (gewöhnlich rechten) Winkeln zu einander geneigten Ebenen, welche räumliche Ecken bilden (Eckenknoten). Flachknoten bilden z. B. die Verbindungen der Stäbe mit den Gurten, an welche sich andere Constructionstheile nicht anschliessen, s. 3. D., Winkelknoten diejenigen Verbindungen der Stäbe mit den Gurten, an welche sich nur wagrechte Querverbände oder nur lothrechte Querverbände mit Einschluss der Querträger anschliessen, s. 5. a und 5. b, und Eckenknoten diejenigen Verbindungen der Stäbe mit den Gurten, an welche sich wagrechte und lothrechte Querverbände bzw. Querträger zugleich anschliessen. Da Flachknoten, welche Verbindungen von einem Gurt mit mindestens zwei Stäben bilden, nur in einer Ebene; Winkelknoten, welche Verbindungen von Gurt und mindestens zwei Stäben mit einer Transversalen und mindestens einem Stabe bilden, nur in zwei zu einander normalen Ebenen; Eckenknoten, welche Verbindungen von Gurt und mindestens zwei Stäben mit mindestens einer Transversalen und je zwei Stäben bilden, in drei zu einander normalen Ebenen unverschiebbliche Verbindungen herzustellen vermögen, so erfordert die rationelle Construction der gegliederten Parallelbalken, welche in allen ihren Theilen einer Verschiebung nach drei zu einander rechtwinkligen Richtungen zu widerstehen haben, die möglichste Ausbildung ihrer Knoten zu Eckenknoten. Zu diesem Zweck müssen die Gurten und Stäbe der Hauptträger — als die Hauptconstructionstheile — so angeordnet sein, dass sie möglichst bequeme Anschlüsse in zwei lothrechten Ebenen und in einer wagrechten Ebene gestatten. Je nachdem die Verbindung der in einem Knoten zusammentreffenden Constructionstheile durch Niete oder Bolzen erfolgt, unterscheidet man Nietknoten und Bolzenknoten.

Fig. 190a.

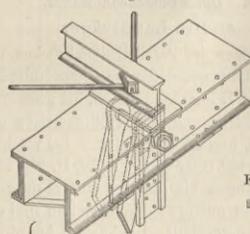


Fig. 191.

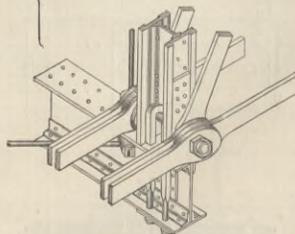


Fig. 190b.

a) Die Nietknoten, Taf. II bis VI, entstehen durch die Vernietung der Stäbe mit den Gurten mit Hilfe von Steh- oder Knotenblechen und der Gurten mit den Horizontal- und Vertical-Querverbänden meist mit Hilfe von Anschluss-Winkeln oder Blechen. Die vollkommensten Nietknoten erhält man, wenn sich die Gurt- und Stabachsen,

z. B.  $ag$ ,  $cc'$ ,  $ee'$ , ferner  $ed$ ,  $ed'$  und  $eb$ ,  $ef$  in Textfig. 189, in einem Punkte  $c$  schneiden und wenn die Nietung sich möglichst an die Stabachsen anschliesst und in dem Punkte  $c$  concentrirt. Da wegen der mehr oder minder grossen Zahl der nöthigen Anschlussniete und wegen der nothwendigen Verlegung collidirender Stabachsen diese Bedingung nie vollkommen erfüllt werden kann, so muss man sie thunlichst annähernd zu erreichen suchen, um die hierbei entstehenden nachtheiligen Biegungsspannungen möglichst zu beschränken. Dies geschieht durch thunlichst geringe Verlegung der Stabachsen und möglichste Concentration der Niete um den gemeinschaftlichen Knotenpunkt.

b) Die Bolzenknoten, s. Textfig. 190<sup>a</sup>, 190<sup>b</sup> u. 191, welche bezw. einen oberen und einen unteren Knoten von Brückenträgern der American bridge Co. in Chicago darstellen, bezwecken die Verbindung der Gurten und Hauptstäbe mittels je eines Bolzens, welcher genau in den Schnittpunkt ihrer Achsen gebracht werden kann, während die Schnittpunkte der Stabachsen der horizontalen und verticalen Querverbände dem Knotenpunkte zugleich näher gelegt werden können. Die hierdurch erzielte drehbare Verbindung der Hauptconstructionstheile erfüllt zwar die bei der statischen Berechnung gemachte Voraussetzung gelenkartiger Stabverbindungen, erfordert aber das festeste Material und die genaueste Arbeit, um vorzeitige Abnutzung durch die vom Verkehr veranlassten Bewegungen zu verhindern.

c) Die Stabkreuzungen, s. Taf. II bis VI, welche hauptsächlich bei Hauptträgern mit ein- oder mehrfachem Stabsystem und bei Horizontal- und Vertical-Querverbänden vorkommen, hängen von der Zahl und Lage der sich kreuzenden Stäbe ab. Berühren sich zwei Stäbe an der Kreuzungsstelle, so werden sie direct, berühren sie sich nicht, mit Hülfe eines zwischen sie eingeschalteten Futterblechs und zwar je nach der Breite der Stäbe mit einem Niet, s. Taf. II, Fig. 15, Taf. VI, Fig. 11, mit zwei oder mehr Nieten, s. Taf. III, Fig. 34, 35, Taf. IV, Fig. 7—11, Taf. VI, Fig. 7—10, verbunden. Liegen zwei oder mehr sich kreuzende Stäbe in einer Ebene, so geht ein Stab durch, während die anderen gestossen und durch Laschen verbunden werden, s. Taf. V, Fig. 3, 4 und 6<sup>a</sup>. Diese Laschen sind doppelt, wenn die Stäbe eintheilig, dagegen einfach oder dreifach, wenn die Stäbe zweitheilig sind. Die Zahl der entweder ein- oder mehrschnittigen Verbindungsniete muss hierbei der in jedem Stabe entwickelten Spannung entsprechen und bedingt die Grösse und Form der Lasche, welche hiernach entweder quadratisch, rechteckig, achteckig oder kreuzförmig, s. Taf. 3, 4 6<sup>a</sup>, angenommen wird.

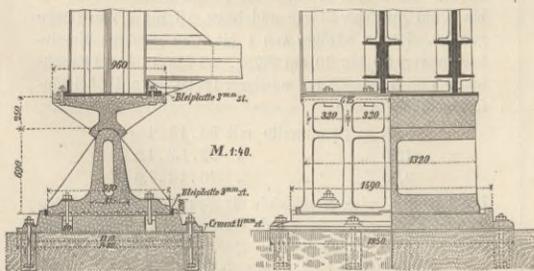
## 7. Die Lager.

### a) Die festen Lager.

Feste Lager bestehen bei kleineren Brücken aus einer hinreichend grossen, mindestens 2,5 cm starken Gussplatte, die oben eine — den Enden der unteren Trägergurtung mit versenkten oder vorstehenden Nietköpfen entsprechende — Vertiefung (Bahn) bezw. ohne oder mit halbcylindrischen Rinnen, s. Taf. III, Fig. 36 u. 37, hat. Unten ist sie entweder

Fig. 192.

Fig. 193.



glatt und dann auf einer etwa 1 cm starken Cementschicht oder auf einer 0,3 cm starken Bleiplatte mittelst Stein- schrauben von 2 bis 3 cm Durchmesser an den Unterlag-

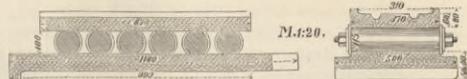
quader geschraubt oder unten mit vorstehenden, 2 bis 2,5 cm starken Quer- oder mit Quer- und Längs-Rippen versehen, womit sie in den Quader versenkt wird, s. Taf. IV, Fig. 12. Auf diesen Lagerplatten werden die Träger mittels zweier oder mehrerer Klemmplättchen und kurzer Schrauben festgehalten, um bei Durchbiegungen des Trägers den Druck möglichst gleichmässig zu vertheilen. Bei grösseren Brücken wendet man dieser gleichmässigen Druckvertheilung wegen Kiplager, s. Textfig. 192 und 193, welche das feste Lager der Elbebrücke bei Hohnstorf darstellen, und Taf. V, Fig. 23 u. 24, an, bei welchen der mit einer halbcylindrischen Pfanne verbundene Untergurt auf einem derselben entsprechenden, halbcylindrischen Zapfen ruht, in welchem Fall auch bei Durchbiegungen des Trägers der Druck desselben stets auf dieselbe Stelle wirkt und lotrecht bleibt. Werden die Lager zum Justiren eingerichtet, so bestehen sie gewöhnlich aus zwei Platten, zwischen welche doppelte Keile in Nuthen eingelegt werden.

### b) Die beweglichen Lager.

Bewegliche Lager sind bei kleineren, seltener bei grösseren Brücken gewöhnlich Gleitlager, s. Taf. IV, Fig. 12—15, welche die Träger auf einer geölten Unterlagplatte gleiten lassen, den festen Lagerplatten ähnlich gebildet und nur nicht mit Befestigungsstiften versehen sind; bei grossen Brücken gewöhnlich Walzenlager, s. Textfig. 194 und 195, welche das bewegliche Lager einer

Fig. 194.

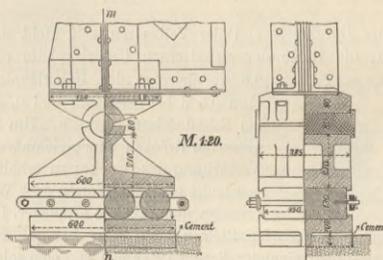
Fig. 195.



Brücke der Wien-Pottendorf-Bahn darstellen, s. Taf. II, Fig. 14 u. 15, und Taf. V, Fig. 26 u. 27. Bei den Walzenlagern wird unter das Trägerende eine gusseiserne, sorgfältig abgehobelte Platte geschraubt, die auf einem Satze gusseiserner oder gusstählerner Walzen ruht, welche sich auf einer gusseisernen Unterlagplatte wälzen. Werden an Stelle der Ueberlagplatten Kiplager verwendet, um den Auflagerdruck zu localisiren, so entstehen die beweglichen

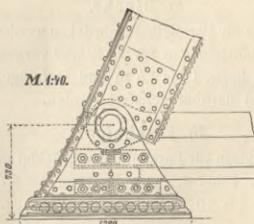
Fig. 196.

Fig. 197.



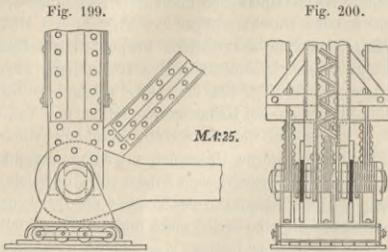
Walzen-Kiplager, s. das bewegliche Lager der Weserbrücke in der Westphälischen Eisenbahn bei Wehrden in Textfig. 196 und 197, welche gleichzeitig eine verticale

Fig. 198.



Durchbiegung und eine wagrechte Verschiebung gestatten. Hierher gehören auch die Lager amerikanischer Brücken, s. Textfig. 198 und 199, 200, welche bezw. das bewegliche

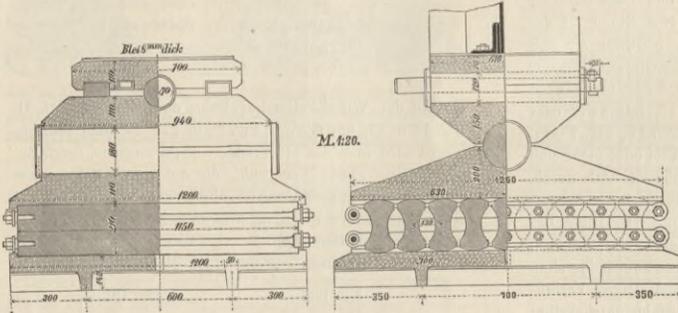
Lager der Brücke über den Ohio in der Cincinnati-Southernbahn und einer Brücke über den Eastfluss darstellt. Die durch einen, s. Taf. I, Fig. 15, oder zwei übereinander befindliche Rahmen, s. Taf. V, Fig. 26—29, in paralleler Lage



erhaltenen Walzen sind entweder volle Cylinder mit kleinem, oder besser höhere, zur Verminderung der Reibung dienende Cylindersegmente mit grösserem Durchmesser, sogenannte Stelzen, s. Taf. II, Fig. 15 und Taf. V, Fig. 26—29. Bei gleichzeitiger Anwendung solcher Stelzenlager entstehen die Stelzen-Kipplager, s. Textfig. 201 u. 202, welche das bewegliche Lager der Eisenbahn-Strassenbrücke über die Mosel bei Bullay darstellen, bei welchem noch eine aus einer Walze und je zwei schlanken Keilen bestehende Regulierungsvorrichtung angebracht ist, um die hohen Tragwände genau vertical stellen zu können.

Fig. 201.

Fig. 202.



Der Durchmesser  $d$  der Vollwalzen soll nicht über 20 cm, die Dicke der gusseisernen Unterlagplatte etwa 0,6  $d$ , diejenige der Ueberlagplatte etwa 0,5  $d$  bei Gusseisen und 0,35  $d$  bei Schmiedeisen betragen. Um bei grösseren Brücken eine gleichmässige Vertheilung des Druckes zu erhalten, construirt man auf Walzen oder Walzensegmenten ruhende Kipplager. Den Walzensegmenten oder Stelzen giebt man bei grösserer Höhe zwei über einander liegende Rahmen und eine solche Breite, dass bei ihrer schiefsten Stellung der Angriffspunkt des Druckes nicht aus ihrem mittleren Drittel heraustritt, s. Textfig. 203.

Fig. 203.



8. Constructionsmaterial.

a) Bleche.

Die Bleche für Parallelbalkenbrücken werden in Stärken von 1 bis 2, höchstens von 2,5 cm Stärke verwendet, welche in Breiten von bezw. 1 bis 1,5 m und in Längen von bezw. 5 bis 6 m und darüber geliefert werden.

b) Flacheisen.

Die Flacheisen für Parallelbalkenbrücken werden meist in Stärken von 1 bis 4, in Breiten von 5—60 cm und in Längen von 5 bis 10 m und darüber gewalzt.

c) Winkelisen.

a) Gleichschenkelige Winkelisen.

Für Parallelbalkenbrücken verwendet man Kaliber von 7,5. 7,5. 1 bis 16. 16. 1,9 cm, welche in Längen von 7

bis 12 m und darüber gewalzt werden. Von den gleichschenkeligen Winkelisen mit deutschen Normalprofilen<sup>1)</sup> sind daher zu Parallelbalkenbrücken folgende Kaliber verwendbar und im Handel:

Prof.-Nr.	Schenkelbreite	Schenkeldicke	Querschnittsfläche	Gewicht des m	Prof.-Nr.	Schenkelbreite	Schenkeldicke	Querschnittsfläche	Gewicht des m
	mm	mm	qem	kg		mm	mm	qem	kg
7 1/2	75	8	11,4	5,9	12	120	11	25,2	19,7
	10	14,0	10,9	13		13	29,5	23,0	
	12	16,6	12,9	15		15	33,8	26,3	
8	80	8	12,2	9,5	13	130	12	29,8	23,2
	10	15,0	11,7	14		14	34,4	26,9	
	12	17,8	13,9	16		16	39,0	30,5	
9	90	9	15,4	12,0	14	140	13	34,7	27,1
	11	18,6	14,5	15		15	39,8	31,0	
	13	21,7	16,9	17		17	44,7	34,9	
10	100	10	19,0	14,8	15	150	14	40,0	31,2
	12	22,6	17,6	16		16	45,4	35,4	
	14	26,0	20,3	18		18	50,8	39,6	
11	110	10	21,0	16,4	16	160	15	45,8	35,7
	12	25,0	19,5	17		17	51,5	40,2	
	14	28,9	22,5	19		19	57,2	44,6	

β) Ungleichschenkelige Winkelisen.

Die zu Gurten von Blechträgern bisweilen angewandten Kaliber bewegen sich innerhalb ähnlicher Grenzen wie die gleichschenkeligen Winkelisen. Von den ungleichschenkeligen Winkelisen mit deutschen Normalprofilen sind daher die folgenden anwendbar und vorrätbig.

Prof.-Nr.	Schenkelbreiten	Schenkeldicke	Querschnittsfläche	Gewicht des m
	mm	mm	qem	kg
6,5/10	65	100	9	14,04
			11	16,94
8/12	80	120	10	19,00
			12	22,56
10/15	100	150	12	28,56
			14	33,04

γ) Schiefe Winkelisen.

Die zu Anschlüssen von Trägern schiefer Blechbrücken erforderlichen spitz- und stumpfwinkligen Winkelisen bewegen sich innerhalb der unter  $\alpha$  angegebenen Kalibern mit Winkeln von etwa 60 bis 120° und werden zu jedem speciellen Zweck auf vorherige Bestellung gewalzt oder — wie dies bei dem beschränkten Gebrauch derselben meistens geschieht — aus Flacheisen von den erforderlichen Dimensionen warm gebogen.

d) Massivbalken.

Die zu Stäben verwendeten I-Eisen werden in Stärken von 7,5 bis 20 cm Höhe, 5 bis 10 cm Flanschbreite, 0,5 bis 1 cm mittlerer Stärke und bezw. 10 bis 7,5 m Länge gewalzt. Für Langträger von 1 bis 4 m genügen Massivbalken von 20 bis 40 cm Höhe, 10 bis 14 cm Flanschbreite und 1 bis 1,6 cm mittlerer Dicke, so z. B. bei einfachen Trägern von

- 1,25 m Spannweite mit 30. 13. 1 cm
- 1,90 " " " 32. 1,3. 1,6 "
- 2,50 " " " 40. 1,4. 1,6 "

Die letzteren reichen zugleich für Spannweiten von 3 bis 3,75 m aus, wenn sie durch Gurtungsplatten von bezw. etwa 16. 1,3 und 18. 1,6 cm Querschnitt verstärkt werden. Sollen Massivbalken mit deutschen Normalprofilen benutzt werden, so sind die folgenden anwendbar und vorrätbig.

1) Vgl. Deutsches Normalprofilbuch, Tab. I und Taf. 1, 2.

α) I - Eisen.

Prof.-Nr.	Höhe mm	Flanschbreite mm	Flanschdicke mm	Stegdicke mm	Querschnitt qcm	Gewicht des m kg
20	200	90	11,3	7,5	33,7	26,2
21	210	94	11,7	7,8	36,6	28,5
22	220	98	12,2	8,1	39,8	31,0
23	230	102	12,6	8,4	42,9	33,5
24	240	106	13,1	8,7	46,4	36,2
26	260	113	14,1	9,4	53,7	41,9
28	280	119	15,2	10,1	61,4	47,9
30	300	125	16,2	10,8	69,4	54,1
32	320	131	17,3	11,5	78,2	61,0
34	340	137	18,3	12,2	87,2	68,0
36	360	143	19,5	13,0	97,5	76,1
38	380	149	20,5	13,7	107,5	83,9
40	400	155	21,6	14,4	118,3	92,3
42 <sup>1/2</sup>	425	163	23,0	15,3	133,0	103,7
45	450	170	24,3	16,2	147,7	115,2
47 <sup>1/2</sup>	475	178	25,6	17,1	163,6	127,6
50	500	185	27,0	18,0	180,2	140,5

β) C - Eisen.

Prof.-Nr.	Höhe mm	Flanschbreite mm	Flanschdicke mm	Stegdicke mm	Querschnitt qcm	Gewicht des m kg
20	200	75	11,5	4,5	32,3	25,2
22	220	80	12,5	9	37,6	29,3
26	260	90	14	10	48,4	37,8
30	300	100	16	10	58,8	45,9

γ) T - Eisen.

Die Kaliber der zur Aussteifung von Stehblechen und zur Unterstützung des Bohlenbelages angewandten T-Eisen bewegen sich etwa innerhalb der Grenzen 10/5 und 20/10 cm. Sind T-Eisen mit Deutschen Normalprofilen zu wählen, so sind die folgenden anwendbar und im Handel.

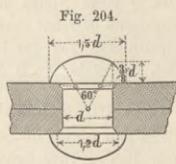
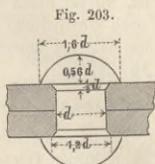
Prof.-Nr.	Fussbreite mm	Steghöhe mm	Fuss- und Stegdicke mm	Querschnitt qcm	Gewicht des m kg
10/5	100	50	8,5	12,02	9,4
12/6	120	60	10,0	17,00	13,3
14/7	140	70	11,5	22,80	17,8
16/8	160	80	13,0	29,50	23,0
18/9	180	90	14,5	37,00	28,9
20/10	200	100	16,0	45,40	35,4

9. Die Verbindungsmittel.

Zur Verbindung von Schmiedeseitenheilen unter sich dienen Niete und Stehbolzen, wenn dieselbe fest und unlösbar; Schrauben, wenn dieselbe fest, aber eventuell lösbar sein soll und die Dicke der zu verbindenden Theile die zulässige Länge der Nietschäfte übersteigt. Zur Verbindung von Schmied- und Gusseisenheilen sowie von Eisen- und Holztheilen verwendet man meistens Schrauben in Form von Kopf-, Haken- und Stiftschrauben, zur Verbindung von Eisenheilen mit Stein gewöhnlich Stein-schrauben, bisweilen Splintbolzen mit Vorlag-platten.

a) Die Niete.

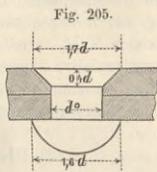
Die Niete sind aus dem besten weichen Eisen anzufertigen und erhalten bei Blechbrücken am einfachsten durchweg gleiche Schaftstärken. Rechnet man bei dem besten Nieteisen auf einen Scheerwiderstand des qcm Nietquerschnitt von 600 bis höchstens 800 kg, so muss die Nietreibung unberücksichtigt bleiben. Der Druck des Nietes



auf den qcm Horizontalprojection der Lochwand darf 600 kg nicht viel überschreiten. Die Nietköpfe werden hierbei entweder nach einem Kreissegment, s. Textfig. 203, oder —

Heinzorling, Eisene Parallelbalkenbrücken. Zweite Auflage.

wenn die grösste Festigkeit mit dem geringsten Materialaufwand erreicht<sup>1)</sup> werden soll — nach einem Korbogen, s. Textfig. 204, mit den dort angegebenen Abmessungen gebildet oder da, wo sie nicht hervorstehen dürfen, z. B. bei den Auflagerflächen an den Enden der Träger, versenkt, s. Textfig. 205. Der Nietschaft soll, damit er auf die Weite des Nietloches mit dem Durchmesser d ausgestaucht werden kann, nicht über 3 d bis höchstens 4 d lang sein.



Die Durchmesser der Nietschäfte betragen bei Fachwerkbrücken 2 bis 2,6, also im Mittel 2,3 cm. Zwischen Kopf und Schaft der Niete wird ein zur besseren Verbindung beider dienender Uebergang hergestellt, welcher in einer versenkten Hohlkehle oder, was besser ist, in einer versenkten Kegelfläche, s. Textfig. 203 u. 204, besteht und eine entsprechende Beseitigung des am Rande der Nietlöcher gebildeten Grats erfordert. Die zweckmässigste Höhe und Ausladung dieser konischen Versenkung beträgt erfahrungsgemäss  $\frac{d}{8}$ , in welchem Falle der Nietkopf selbst etwas kleiner angenommen wird.

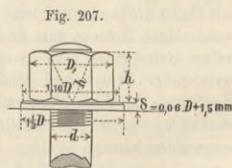
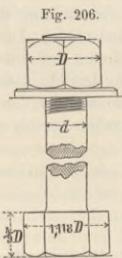
b) Die Stehbolzen.

Die zur Verbindung paralleler, nicht dicht aufeinanderliegender Platten, Flacheisen oder Winkelschenkel, welche gleichwohl nicht verbogen werden dürfen, dienenden Stehbolzen erhalten die unter a mitgetheilten Formen und Abmessungen der Niete und werden zwischen den zu verbindenden Theilen mit ringförmigen, meist aus Röhrenabschnitten hergestellten Hülsen oder — bei grösseren Abständen — mit Blechrollen umgeben, deren Längen jenen Abständen entsprechen.

c) Die Schrauben.

a) Die Kopschrauben.

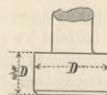
Die zur Verbindung von schmiedeisernen Theilen und Theilen von verschiedener Materialbeschaffenheit dienenden Kopschrauben, s. Textfig. 206—209, erhalten Bolzen-durchmesser d von 2,5—4 cm mit quadratischen oder



sechseckigen Schraubenköpfen und quadratischen oder sechseckigen Muttern, s. Textfig. 208 und 209. Quadratischen Schraubenköpfen giebt man meist die Seitenlänge  $0,4 + 1,5 d$  und die Höhe  $0,7 d$  und erhalten. Der Schraubenmutter giebt man eine Unterlagscheibe von  $\frac{4D}{3}$  Durchmesser und  $\frac{D}{10}$  Dicke. Bisweilen erhält der Kopf, wenn er sich nicht rings anlegen kann, eine längliche Form

Fig. 208.

Fig. 209.



und wird dann etwas eingelassen, damit er sich nicht drehen kann. Bereits verlegte Lagerplatten erhalten längliche Oeffnungen, durch welche der Kopf hindurchgesteckt und dann um 90° gedreht wird. Wo die Lösung der Mut-

1) Vgl. Zeitschrift für Bauwesen 1861. Sp. 675 ff.

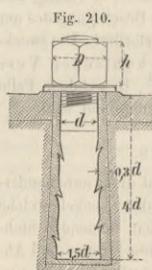
tern durch starke Erschütterungen zu befürchten ist, werden dieselben durch Gegenmuttern festgehalten oder mit sonstigen Schraubensicherungen versehen.

#### β) Die Stiftschrauben.

Die zur Befestigung von Parallel-Trägern auf gusseisernen Unterlagplatten dienenden Stiftschrauben, s. Taf. III, Fig. 12, bestehen aus einer Schraubenspindel mit sechs-eckigem Kopf, vermittelt dessen sie in das Gewinde der Unterlagplatten eingeschraubt werden. Die Spindeln erhalten Durchmesser von 1,5 bis 2 cm und die Köpfe ähnliche Abmessungen wie bei den Kopfschrauben.

#### d) Die Steinschrauben.

Die zur Befestigung der Lagerplatten an die Unterlagquader meist angewandten Steinschrauben, s. Textfig. 210,



Blei vergossen wird — und je nach dem Grade der Befestigung und der Härte des Steines eine Länge seines versenkten Theiles von 8 bis 12 cm.

#### e) Die Ankerschrauben.

Die zu einer gediegenen Befestigung der Lagerplatten von Trägern an die Unterlagquader dienenden Ankerschrauben erhalten lange, durch 2 bis 3 Quaderschichten reichende Spindeln mit Durchmessern von 2 bis 3 cm, welche unten durch gusseiserne, meist quadratische Vorlagplatten gesteckt und mittelst doppelter Vorsteckkeile fest mit ihnen verbunden werden, während sie oben mit meist sechseckigen Muttern zum Anziehen versehen sind.<sup>1)</sup> Die untere Befestigung wird in einer Maueröffnung von entsprechender Grösse und solcher Tiefe angebracht, dass dieselbe — zur Vermeidung unbefugter Lockerung der Vorsteckkeile — mittelst eines kleinen Vorsetzquaders geschlossen werden kann.

### 10. Die Verbindungen.

#### a) Nietverbindungen.

Unter Hinweis auf die unter II. H entwickelte statische Berechnung der Nietverbindungen ist zu bemerken, dass bei einseitiger Nietverbindung, also bei Verbindungen durch einschneittige Niete, wie sie bei den Anschlüssen von Quer- und Langträgern, von Banketträgern, von verticalen und horizontalen Querverbänden vorkommen, die Schäfte der Niete am zweckmässigsten die doppelte Stärke derjenigen Theile erhalten, welche sie verbinden sollen. Balkenbrücken mit mittleren Spannweiten und Eisenstärken von je 1 bis 1,3 cm erhalten daher am besten Niete von 2 bis 2,6 cm Durchmesser.

Bei zweiseitiger Nietverbindung — also bei einer Verbindung mittelst zweisechneittiger Niete — wie sie bei Verlaschung der Stehbleche an ihren Stössen vorkommt, ist der zweckmässigste Nietdurchmesser der Dicke beider Stossplatten gleich. So verwendet man z. B. bei Eisenstärken von 1 cm doppelte Laschen von je 0,8 bis 1 cm Stärke mit Nieten von 1,6 bis 2 cm; bei Eisenstärken von je 1,3 cm doppelte Laschen von je 1 bis 1,1 cm Dicke und Niete von 2 bis 2,2 cm Schaftdurchmesser.

<sup>1)</sup> Vgl. u. a. die Blechbrücken der Hessischen Ludwigsbahn in: Die Brücken in Eisen. Leipzig 1870. S. 255 ff.

Die normale Niettheilung beträgt bei einfacher Nietung das 3-, höchstens 4fache des Nietschaftdurchmessers, bei doppelter Nietung, wenn sie einseitig ist, das 4- bis 5fache und, wenn sie zweiseitig ist, das 5- bis 7fache des Nietdurchmessers, wobei die Nietachsen um das 2fache und um das 1 1/2fache des Durchmessers von einander, bezw. von den Blechrändern abstehen sollen.

Bei Vernietung der Gurtplatten mit den Winkeleisen werden die Niete am einfachsten und in den meisten Fällen einander gegenüber gestellt, s. Taf. II, Fig. 14 und Taf. III, Fig. 17, seltener gegen einander versetzt, in beiden Fällen aber, um eine unnöthige Verschwächung des Querschnittes zu vermeiden, die zur Verbindung der Winkeleisen mit dem Stehblech dienenden horizontalen Niete zwischen je zweien der ersteren angebracht.

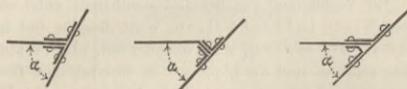
Die Stösse der Gurtplatten werden meist durch einseitige Laschen gedeckt, welche mindestens im gezogenen Gurte den nutzbaren Querschnitt der gestossenen Lamelle ersetzen müssen, und diese auf beiden Seiten der Fuge durch so viel Niete angeschlossen, dass deren Gesamtquerschnitt jenem nutzbaren Querschnitt entspricht. Das Ende jeder Verstärkungsplatte des Gurtes muss den theoretisch bestimmten Ort, wo der Querschnittswechsel stattzufinden hat, soviel übergreifen, dass der Gesamtquerschnitt ihrer Anschlussniete ihrem nutzbaren Querschnitt mindestens gleichkommt, vergleiche Seite 22 dieses Heftes. Bei Verbindung der Stösse von Stehblechen durch je zwei Stossplatten werden die Niete benachbarter Nietreihen meist gegen einander versetzt. Die Stossverbindungen der Winkeleisen werden entweder durch Platten oder durch Winkeleisenstücke von hinreichender Länge, sogenannte Deckwinkel, bewirkt, vergleiche 3. b dieses Abschnittes. Die Vertheilung der Stösse längs der Blechträger ist — der Fabrikationslänge ihrer einzelnen Theile entsprechend — so zu bewirken, dass in keinem ihrer Querschnitte mehr als einer jener Theile gestossen ist.

Die Verbindungen von Platten unter einem Winkel, z. B. Anschlüsse von Querverbänden und Querträgern an Hauptträger oder von Langträgern an Querträger werden meist durch je zwei Winkeleisen bewirkt, welche bei geraden Brücken rechtwinkelig, bei schiefen Brücken mit einem Schnittwinkel  $\alpha$  der Achsen bis zu  $60^\circ$  meist schiefwinkelig, s. Textfig. 211, mit einem solchen unter  $60^\circ$  meist

Fig. 211.

Fig. 212.

Fig. 213.



rechtwinkelig sind, während im letzteren Falle das Ende des Stehblechs normal zu dem Hauptträger gebogen wird, s. Textfig. 212. Der hiervon abweichende, in Textfig. 213 dargestellte Anschluss bei Blechbrücken der Südharzbahn<sup>1)</sup> ist durch zwei Bleche bewirkt, welche in der dort ersichtlichen Weise gebogen sind, während der im spitzen Winkel verbleibende Hohlraum wasserdicht ausgegossen ist.

Die Anschlüsse der Stäbe von horizontalen und verticalen Querverbänden werden da, wo je ein Anschlussniet genügt, direct, wo mehrere Anschlussniete erforderlich sind, indirect, und zwar mittelst besonderer Anschlussplatten, s. Taf. II, Fig. 14, Taf. V, Fig. 7, 8, und Taf. VI, Fig. 12—15, bewirkt. Am Kreuzungspunkte der Stäbe werden dieselben da, wo sie dicht aufeinander liegen, meist mittelst je eines Nietes direct, da, wo sie durch einen Zwischenraum getrennt sind, erst nach Einschaltung eines Futterplättchens von der Höhe des letzteren aneinander genietet, vergleiche Nr. 6 dieses Abschnittes.

#### b) Die Schraubenverbindungen.

Beim Bau der Parallelbalkenbrücken werden Schrauben hauptsächlich zur Befestigung von Fahrseilen, Quer- oder Langschwelen und Bohlen auf Theilen des eisernen Fahr-

<sup>1)</sup> Vgl. Ztschr. des Hann. Arch- u. Ing.-Ver. 1871, Sp. 208 u. Taf. 499.

bahngerippes, sowie zur Befestigung der Hauptträger an die gusseisernen Unterlagplatten und dieser letzteren an die Quader verwandt.

Die Befestigung von Fahrseilen auf Quer- oder Langträger geschieht meist mittelst schmiedeiserner, an diese letzteren angenieteteter Unterlagplatten mit geneigter, der erforderlichen Querneigung der Fahrseilen entsprechender Bahn zwischen erhöhten Rändern und doppelter, je einen Rand und Seileneinfuss übergreifender Klemmplatten, welche durch geeignete Kopschrauben auf diese Theile gepresst werden, s. Taf. I, Fig. 20 und Taf. V, Fig. 6. Die Befestigung von Querschwellen auf Haupt- oder Langträgern erfolgt theils durch lothrechte Schrauben mit quadratischen, oben in die Schwellen versenkten Köpfen, welche entweder direct oder indirect mittelst besonderer Anschlussplatten auf die Trägergurten gepresst sind, s. Taf. IV, Fig. 10 u. 21, und Taf. VI, Fig. 10 u. 17, theils durch wagrechte Schrauben mit quadratischen Köpfen, welche die Querschwellen durchsetzen und an die Verticalschenkel kurzer, auf die Träger genieteteter Winkellappen pressen.

Die Befestigung von Langschwellen auf eisernen Quer- oder Langträgern erfolgt meist durch lothrechte, entweder einfache, s. Taf. IV, Fig. 11 u. 22, oder doppelte Schrauben mit quadratischen, oben in das Holz eingelassenen Köpfen. Bisweilen erfolgt diese Befestigung auch durch je einen lothrechten und einen wagrechten Schraubenbolzen zugleich, wovon der letztere die Verticalschenkel einfacher oder doppelter, an die Träger genieteteter Winkellappen durchsetzt.

Die Befestigung der Hauptträger auf ihre gusseisernen Unterlagplatten erfolgt theils durch Stiftschrauben, theils durch Kopschrauben, deren Kopf von unten in die Platte eingelassen wird. Die Verbindung der gusseisernen Lagerplatten mit den Unterlagquadern wird theils durch Steinschrauben, s. Taf. V, Fig. 23, theils durch Rippen, s. Taf. IV, Fig. 12—15, theils durch Steinschrauben in Verbindung mit Rippen bewirkt, welche an die Lagerplatten angegossen und in den Stein eingelassen werden. Unter die Muttern der Steinschrauben werden meist Querplättchen eingeschaltet, wodurch die Träger auf den Lagerplatten gegen Umkippen gesichert werden.

## IV. Beschreibung und statisch-numerische Berechnung.

### Taf. I. Eiserne Balkenbrücken mit parallelen Gurten und gegliederten Wandungen.

#### 1. Rectangularträger. Fig. 1—70.

##### a) Träger mit gekreuzten Stabreihen. Fig. 1—45.

Fig. 1 u. 2. Wegbrücke über die New-Yersey-Bahn in Bergen (System Long) mit 17,37 m Spannweite, besitzt drei vollkommen gleiche, 2,13 m hohe, 2,74 m von einander entfernte, in 13 je 1,4 m weite Felder getheilte Träger. Deren Obergurte bestehen aus gusseisernen, im Querschnitt U-förmigen, zwischen den Posten gestossenen, an den Stößen durch kurze gebogene, schmiedeiserner Platten verbundenen Barren, deren Untergurte aus zwei Flachschielen von 10 cm Höhe und 1,25 cm Stärke. Die gusseisernen Verticalen besitzen einen theilweise durchbrochenen I-förmigen Querschnitt und sind oben in den Obergurt eingelassen, während sie den Untergurt gabelförmig umfassen. An ihre beiden Enden sind durchlochte Ansätze angegossen, welche den aus wagrechten Querstäben mit kreuzförmigem Querschnitt und diagonalen Spannbolzen bestehenden Windverband aufnehmen. Die schmiedeisernen Diagonalen der Hauptträger sind zwischen den Flacheisen des Untergurtes durch Oesen und Bolzen, zwischen den Seitenrippen des Obergurtes durch gusseiserner Querrippen und Schrauben gehalten, mittelst deren sie zugleich gespannt werden können. Auf die Obergurte sind die Querschwellen und auf diese die Langschwellen gekämmt, worauf der Querbohlenbelag der Fahrbahnen und der Bankette genagelt ist.

Fig. 3 bis 11. Strassenbrücke über einen Canal in der Lehigh-Avenue in Philadelphia (System Jones) mit 30,48 m Spannweite, zwei Fahrwegen von je 5,79 m und zwei Fusswegen von je 2,74 m Breite. Die Verkehrsbahn wird von drei gleichen, je 2,28 m hohen, 6,09 m im Mittel von einander entfernten Fachwerkträgern mit zwanzig je 1,56 m weiten Feldern unterstützt, deren Obergurt aus gusseisernen, in Längen von je drei Feldern stumpf gestossenen und verschraubten Barren mit U-förmigem Querschnitt und deren Untergurt aus vier, in ihren gegeneinander versetzten Stößen durch einseitige Laschen gedeckten, 10 cm hohen, 1,25 cm starken Flacheisen besteht. Die walzeisernen, im Querschnitt kreuzförmigen Diagonalen stemmen sich oben gegen Ansätze der oberen, unten gegen gusseiserner Blöcke auf der unteren Gurtung, wobei die Hauptdiagonalen — wie bei dem Howe'schen Träger — doppelt, die Gegendiagonalen einfach sind. Die schmied-

eisernen Verticalen sind paarweise zwischen den Haupt- und Gegendiagonalen angebracht und an beiden Enden mit Muttern versehen, mittelst deren alle Trägertheile zusammengedrückt werden. Auf den Untergurt sind in jedem Felde zwei Querschwellen und auf diese acht stärkere Langschwellen für jede Fahrbahn und vier schwächere Langschwellen für jede Fussbahn aufgekämmt, worauf ein Querbohlenbelag genagelt ist. Die Windversteifung wird durch ein leichtes, zwischen die Untergurten horizontal eingespanntes Fachwerk bewirkt.

Fig. 12 bis 18. Eisenbahnbrücke über die Iser bei Rackaus (System Schifkorn) mit 7 Oeffnungen von je 24,65 m lichter Weite. Alle Oeffnungen waren durch je zwei dreitheilige Träger überbrückt und diese durch niedrigere, ihnen ähnlich construirte Querträger, welche die auf Lang- und Querschwellen ruhenden Fahrseilen und den Bohlenbelag aufnahmen, verbunden. Jeder Hauptträger wurde durch zwei übereinander befindliche Felderreihen gebildet, deren obere, mittlere und untere Längerverbindung aus wagrechten doppelten Flacheisen, deren Höhenverbindung aus lothrechten Hängbolzen und gusseisernen Andreaskreuzen bestand. Die Arme der letzteren waren an ihren Kreuzungspunkten gestossen und durch gemeinschaftliche schmiedeiserner Centrumbolzen verbunden. Zur Herstellung der erforderlichen Druckfestigkeit des Obergurtes waren gusseiserner Füllstücke eingeschaltet. Mit Hülfe der schmiedeisernen Längenschienen in Verbindung mit den erwähnten Hängbolzen sollten die eingeschalteten Guss-theile zusammengedrückt und hierdurch die gleichmässige Anspruchnahme oder „Compensation“ aller Trägertheile erreicht werden. Eine ähnliche „Compensation“ war in den Querträgern beabsichtigt, zwischen deren Obergurte die zur Windversteifung dienenden diagonalen Zugstangen eingeschaltet waren. Auch diese Brücke ist — wie alle übrigen — nach dem System Schifkorn erbauten Brücken durch eine andere ersetzt worden.

Fig. 19 bis 21. Eisenbahnbrücke über den Flackensee bei Erkner (System Malberg) von 25,73 m Spannweite. Jedes ihrer beiden Geleise wird von zwei 4,47 m abstehenden, 2,82 m hohen Fachwerkträgern in Verbindung mit schmiedeisernen, je 2,82 m entfernten Querträgern unterstützt. Die Hauptträger haben im Querschnitt kreuzförmige Gurten, welche mittelst Knotenblechen durch lothrechte Winkeleisen und durch gekreuzte Diagonalen verbunden sind, wovon die gedrückten aus je vier Winkeleisen,

die gezogenen aus einfachen Flacheisen bestehen. Die im Querschnitt I-förmigen Querträger ruhen auf den Untergurten und sind durch dreieckige, mittelst Winkeleisen gesäumte Bleche gegen die Verticalen der Hauptträger abgesteift. Die an die Untergurten der Hauptträger und Querträger angeschlossenen Flacheisen des Windverbandes können durch eine Keilverbindung gespannt werden. Auf die Querträger sind kastenförmige, unten ganz, oben theilweise offene Blechbalken von 21 cm Höhe und 21 cm Breite genietet, an welche in jedem Felde je drei Unterlagplatten für die Fahrstienen geholt sind. Neben und zwischen jenen eisernen Langschwellen ruhen hölzerne, welche einen aus Querbohlen bestehenden Belag aufnehmen. Die Hauptträger ruhen einerseits auf festen gusseisernen Platten, andererseits auf drei von einem Rahmen umgebenen und geführten gusseisernen Walzen, welche sich auf festen gusseisernen Platten bewegen.

Fig. 22—29. Zweigeleisige Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Coblenz. Sie enthält vier mittelst Eisenconstructionen überbrückte Stromöffnungen von je 41,42 m und sechs mit Ziegeln überwölbte Flutöffnungen von je 15,69 m lichter Weite. Jeder eiserner Ueberbau besteht aus zwei über zwei Öffnungen continuirlich fortlaufenden, 8,24 m von einander entfernten Fachwerkträgern mit zweifachen, gekreuzten Stabreihen und je 1,857 m entfernten, aus Flacheisen bestehenden Verticalen, zwischen welche 94,2 cm hohe Blechquerträger eingeschaltet sind. Die Hauptträger haben T-förmige, aus Platten und Winkeleisen zusammengesetzte Gurten und T-förmige, unter Winkeln von 45° geneigte Stäbe, welche an den Auflagern nur die halbe Länge besitzen und deren Stärken von der Mitte nach den Auflagern hin zunehmen. Die Querträger, welche mit den Hauptträgern durch dreieckige, gesäumte Bleche ausgesteift und in ihrer Mitte durch Gitterbalken verbunden sind, nehmen die in der halben Trägerhöhe liegenden Langschwellen und Fahrstienen, sowie die auf niedrigere Langschwellen genagelten Querbohlen auf. Die Träger ruhen mit ihren Enden auf Rollensätzen, welche zwischen gusseisernen Horizontalplatten laufen, in der Mitte auf festen gusseisernen Lagerplatten.

Fig. 30 und 31. Donaubrücke in der Pesther Verbindungsbahn mit Spannweiten von 94 m besitzt Hauptträger mit einem dem der vorhergehenden Brücke ähnlichen Constructionssystem, unterscheidet sich jedoch von demselben sowohl durch die Anordnung der Stäbe in ihren Endfeldern und Mittelfeldern, welche hier deren Diagonale bilden — also steiler als die übrigen Stäbe gestellt sind — als auch durch die Querschnitte der gedrückten und gezogenen Stäbe, welche bezw. T-förmig und rechteckig sind, sowie durch die Verticalaussteifung über ihren Zwischenpfeilern.

Fig. 32—35. Eisenbahn-Strassenbrücke über die Nahe bei Bingen mit drei Öffnungen von je 34,53 m Lichtweite, welche durch zwei gesonderte, auf gemeinschaftliche Pfeiler gelagerte Eisenconstructionen überbrückt sind. Die eine derselben trägt die beiden in ihrer Mitte vereinigten Geleise der Hessischen Ludwigsbahn und der Linksrheinischen Bahn, während die andere den Strassenverkehr zwischen dem hessischen und preussischen Ufer vermittelt. Die beiden 8,32 m von einander entfernten Tragwände der Eisenbahnbrücke sind 3,766 m hoch und in Entfernungen von je 1,857 m durch 92,2 m hohe, im Querschnitt I-förmige Querträger verbunden, gegen welche sie zugleich durch gesäumte Dreiecksbleche ausgesteift sind. Die Hauptträger sind, wie bei der zuvor beschriebenen Moselbrücke, mit T-förmigen Gurten und Stäben im zweifachen System, sowie mit flachen Verticalen construiert. Zwischen die Querträger sind je vier im Querschnitt I-förmige Langträger, welche Querschwellen mit den Fahrstienen und einen Belag von Längsbohlen aufnehmen, eingeschaltet und durch Dreiecksbleche gegen jene abgesteift. Der aus Winkeleisen gebildete Windverband liegt zwischen den Untergurten der Haupt- und Querträger. Die Träger der Strassenbrücke sind nach demselben Systeme, nur mit schwächeren, den geringeren Belastungen

entsprechenden Abmessungen construiert. Die unmittelbar auf den Querträgern ruhende Brückenbahn besteht, wie Fig. 32 und 34 zeigen, aus sieben Langschwellen mit doppeltem Belag aus Querbohlen für die Fahrbahn und aus je zwei Langschwellen und Längsbohlen für die beiden Bankette.

Fig. 36—45. Eisenbahnbrücke über den linken und den rechten Neckararm bei Heilbronn mit je zwei Öffnungen von je 25,785 m und je zwei 2,49 m hohen continuirlichen Trägern für ein Geleise, welche durch I-förmige Querträger verbunden und mittelst dreieckiger Bleche gegeneinander abgesteift sind. Die Hauptträger bestehen aus T-förmigen Gurten, welche durch die im zweifachen System angeordneten, unter Winkeln von 45° geneigten, T-förmig profilirten Druckstäbe und flachen Zugstäbe — beide mit nach den Enden hin zunehmenden Stärken — verbunden sind. Die Windkreuze liegen unter den Querträgern und bestehen aus Flacheisen.

#### b) Träger mit einfachen Stabreihen. Fig. 46—50.

Fig. 46—50. Eisenbahnbrücke über den alten Rhein bei Griethausen (kleine Öffnung). Die in der Linie Cleve-Zevenaar erbaute Brücke der Rheinischen Eisenbahn hat ausser einer Öffnung von 100,42 m zwanzig Öffnungen von je 17,83 m lichter Weite. Jede der letzteren ist mit zwei 20,08 m langen, 2,51 m hohen und 4,71 m von einander entfernten Hauptträgern überbrückt, welche in Abständen von je 2,51 m durch I-förmig profilirte Querträger verbunden sind. Zwischen die letzteren sind je zwei ebenso profilirte Langträger eingeschaltet, welche die Querschwellen mit den Fahrstienen und dem Belag aus Längsbohlen aufnehmen. Unterhalb der Querträger ist der aus Flacheisen bestehende Windverband eingeschaltet. Die Hauptträger haben einen aus vier Winkeleisen nebst Flacheisen zusammengesetzten, kreuzförmigen Obergurt und einen aus zwei Winkeleisen und Flacheisen zusammengesetzten, umgekehrt T-förmigen Untergurt, wobei man die zwischen diesen Theilen verbleibenden Zwischenräume zur Vermeidung von Wasseransammlungen mit Asphalt ausgegossen hat. Zur Verbindung beider Gurten dient ein einfaches Fachwerk aus kreuzförmigen Verticalen und flachen Diagonalen, welche mittelst besonderer Knotenbleche an die Gurten angeschlossen sind.

#### e) Träger mit einfachen und eingeschalteten Stabreihen (System Pettit).

Fig. 51. Brücke über die 41. Strasse in Philadelphia mit unten ruhender Brückenbahn, welche von zwei 64,8 m langen, 6,5 m hohen Rectangulärträgern mit zehn Feldern von je 6,48 m Weite unterstützt wird. Um die Brückenbahn in der Mitte der einzelnen Felder noch einmal durch Querträger unterstützen zu können, sind letztere mittelst Hängeisen an die Mitten der auf Zug beanspruchten Hauptdiagonalen angehängt und diese durch ebendasselbe angeschlossene halbe, auf Druck beanspruchte Diagonalen abgestrebt.

Fig. 52. Brücke der Pennsylvania-Bahn über den Juniatafluss bei Mount-Union mit oben ruhender Brückenbahn, welche von zwei 2,88 m hohen Rechteckträgern mit quadratischen Feldern unterstützt wird. Um den aus breitbasigen, auf Lang- und Querschwellen ruhenden Fahrstienen bestehenden Oberbau zwischen den Hauptverticalen noch einmal zu unterstützen, sind Druckpfosten mit den gezogenen Hauptdiagonalen in deren Mitten verbunden und diese an dort angreifende halbe Zugdiagonale nochmals aufgehängt.

#### d) Träger mit zweifachen Stabreihen.

Fig. 53—60. Eisenbahn-Strassenbrücke über den Rhein zwischen Ludwigshafen und Mannheim mit drei Öffnungen von 90 m Spannweite. Sowohl die zweigeleisige, zur Verbindung der Pfälzischen Ludwigsbahn mit der Badischen Staatsbahn, als auch die zur Vermittelung des Strassenverkehrs zwischen dem bayerischen und badischen Ufer dienende Ueberbrückung wird durch

zwei abgesetzte Rechteckträger unterstützt, welche unten durch Querträger, oben durch Gitterbalken mit Eckversteifungen aus Winkelisen unter sich verbunden sind. Zwischen die Querträger der Eisenbahnbrücke sind je vier Langträger eingeschaltet, welche die Querschwellen und Fahrsechienen unterstützen, während auf den Querträgern der Strassenbrücke sieben Langträger ruhen und einen doppelten Bohlenbelag aufnehmen. Die Hauptträger haben U-förmige Ober- und Untergurte, Verticale, welche aus Gitterwerk und Diagonale, welche aus je zwei durchgehenden, in den Kreuzungspunkten nicht vernieteten Flacheisen bestehen. Zur Ueberführung der Bankette sind gegliederte eiserne Consolen an die äusseren Fachwerkträger angeschlossen. Die Enden der Hauptträger ruhen auf Kipp lagern, wovon das eine mit dem Unterbau fest verankert, das andere auf einem Walzenlager verschieblich ist.

Fig. 61—65. Eisenbahnbrücke über den Donaucanal bei Stadtlau mit einer Oefnung von 79,66 m Spannweite und zwei oben durch verticale Bogenfachwerke nebst darüber liegendem Horizontalgitter, unten durch I-förmig profilirte Querträger nebst darunter liegendem Horizontalgitter verbundenen, 7,9 m hohen und 8,09 m von einander entfernten Hauptträgern. Die oberen Gurten und Verticalen derselben bilden hohle, aus je vier Quadrant-eisenstäben zusammengesetzte Cylinder, die Untergurte hohle, aus je zwei Quadrant-eisenstäben zusammengesetzte Halbcylinder, während die Diagonalen aus doppelten, von der Mitte nach den Auflagern hin sich verbreitenden Flacheisen bestehen. An beiden Enden sind die Träger unter sich durch Portale verbunden.

**e) Träger mit mehrfachen Stabreihen.** Fig. 66—70.

Fig. 66—70. Eingeleisige Eisenbahnbrücke über den alten Rhein bei Griethausen (grosse Oefnung) mit 100,44 m Spannweite und zwei 7,71 m hohen Tragwänden, deren U-förmige Gurte durch je 2,563 m von einander entfernte, zusammengesetzte, im Querschnitt I-förmige Verticalen und einfache, nur in der Mitte gekreuzte, aus Flacheisen bestehende Diagonale verbunden sind. Die Hauptträger sind oben durch verticale und horizontale Quer gitter, unten durch eine abwärts gebogene Querplatte verbunden, welche die nöthige Horizontalversteifung und zugleich die untere Gurtung der Querträger bildet, während deren obere Gurtung aus je zwei Winkelisen besteht. Zwischen diesen Querträgern sind zwei Langträger eingeschaltet, welche Querschwellen und Fahrsechienen nebst Bohlenbelag aufnehmen. Die Enden der Hauptträger ruhen einerseits auf einem festen, andererseits auf einem beweglichen Auf lager, welche beide aus zwei gusseisernen Platten mit eingeschalteten Stahlkeilen bestehen und wovon jenes auf dem Mauerwerk, dieses auf einem Rollstuhle nebst einer gusseisernen Unterlagplatte ruht.

2. Trapez-Träger. Fig. 71—80.

**a) Trapezträger mit mehrfachen Stabreihen.** Fig. 71—74.

Fig. 71—74. Typen der Keystone Bridge-Company für grössere Spannweiten (System Linville). Die Linville'schen Träger erhalten meist zweifache Stabreihen mit gedrückten Verticalen und gezogenen, meist unter halben Rechten zum Horizont geneigten Diagonalen, welche einfach und nur in deren Mitte gekreuzt sind, während bei unten ruhender Brückenbahn die gedrückten Endpfosten geneigt sind, s. Fig. 74. Die Obergurte und gedrückten Stäbe wurden, statt wie früher aus Gusseisen, aus Schmiedeisen construirt und die aus Flach- oder Rund-eisen bestehenden Diagonalen behufs Anspannen an den oberen Enden mit Muttern versehen, s. Fig. 71, 72, unten mittelst Oesen und Querbolzen mit den aus Oehrschienen bestehenden Untergurten verbunden. An die letzteren werden mittelst Hängeisen die Querträger befestigt, welche die auf Quer- und Langschwellen ruhenden Fahrsechienen aufnehmen. Bei hinreichender Höhe der Träger wird zwischen die gedrückten Stäbe ein Vertical-Querverband, zwischen die Gurten je ein Horizontal-Querverband, zwischen die

geneigten Endpfosten eine mehr oder minder verzierte Quer- versteifung eingeschaltet, s. Fig. 72, 73.

Fig. 78, 79. Eisenbahnbrücke über den Ohio bei Cincinnati. Die 157 m langen, 14,7 m hohen Träger dieser Brücke zeigen eine der zuvor beschriebenen verwandte Anordnung. Die Hauptdiagonalen sind mit Spann- vorrichtungen versehen und die Verticalen in ihrer Mitte durch wagrechte eiserne Riegel verbunden und abgesteift, s. Fig. 78. Zwischen die Verticalen ist, soweit dies der Verkehr zulässt, ein Querverband, zwischen die beiden Gurten je ein horizontaler Querverband eingeschaltet, s. Fig. 79, während zwischen den geneigten Endpfosten oben eine kräftige Querverbindung angebracht ist, s. Fig. 79 a.

Fig. 80. Brigittenbrücke über den Donaucanal in Wien (System Köstlin-Battig). Die Träger dieser Strassenbrücke haben zwischen den wagrechten Theilen der Gurten Doppelfachwerk mit nur gezogenen Diagonalen, während die Gurten ihrer dreieckförmigen Enden durch Stabwerk im einfachen System des rechtwinkligen Dreiecks verbunden sind.

**b) Trapezträger mit gekreuzten Stabreihen.** Fig. 75, 76.

Fig. 75, 76. Typen der Keystone Bridge-Company für kleinere Spannweiten. Die Träger erhalten gedrückte Verticalen und gezogene Diagonale, wovon die Hauptdiagonalen doppelt und stärker angenommen, die einfachen und schwächeren Gegendiagonalen mit Spann- vorrichtungen versehen werden, um dem Träger eine künstliche Spannung geben zu können. Nur die Verticalen des Endfeldes werden für Zug, die geneigten Endpfosten dagegen auf Druck construirt und durch einen zwischen sie eingeschalteten Querverband abgesteift, s. Fig. 76 b. Wie bei den zuvor beschriebenen Trägertypen werden in neuerer Zeit die gedrückten und gezogenen Theile aus Schmiedeisen construirt und die Querträger sammt der Brückenbahn mittelst Hängeisen an die Untergurten gehängt.

**c) Trapezträger mit einfachen und eingeschalteten Stabreihen (System Pettit-Fink).** Fig. 77.

Fig. 77. Ohiobrücke bei Louisville mit zwei Hauptöffnungen von 113 und 122 m Spannweite. Um die Unterstützungspunkte der Brückenbahn zu vermehren, sind zwischen die entgegengesetzt geneigten, abwechselnd gezogenen und gedrückten Hauptstäbe mit je 18,5 m entfernten Knotenpunkten je drei Hängstangen, darunter zwei kürzere, eingeschaltet, während die entsprechenden Obergurtstücke durch ebenso viele lothrechte Druckpfosten, darunter zwei kürzere, unterstützt sind. Ausserdem werden die kurzen Hängstangen an den Trägern durch kurze Stäbe, die kurzen Druckpfosten oben durch kurze geneigte Zugbänder so unterstützt, dass sich die hier auftretenden Spannungen symmetrisch vertheilen.

3. Brückenträger mit dem Stabsysteme des ungleichschenkeligen Dreiecks (System Post).

Fig. 81. Eisenbahnbrücke über den Missouri bei Omaha. Um bei den Trägern dieser Brücke einen ökonomischen Vortheil zu erzielen, sind die gedrückten Stäbe derselben etwas geneigt angenommen, damit sie an der seitlichen Uebertragung der Last Theil nehmen, ohne eine Länge zu erhalten, welche zur Verhütung von seitlicher Ausbiegung allzugrosse Querschnitte bedingen würde. Bei einer Höhe der Träger von 8,5 m haben diese ein dreifaches Stabsystem erhalten, wobei die Druckpfosten unter einem Winkel von nahe 80° zur Horizontalen geneigt und ausser den Hauptdiagonalen durchgängig Gegendiagonalen eingeschaltet sind, welche mittelst Schraubenschlüssern nach Erforderniss gespannt werden können.

4. Brückenträger mit dem Stabsysteme des gleichschenkeligen Dreiecks. Fig. 82—95.

**a) Träger mit einfachen Stabreihen.** Fig. 82—86.

Fig. 82—84. Eisenbahnbrücke über die Sambre (System Neville) mit 21,6 m Spannweite, besitzt fünf aus

Schmied- und Gusseisen hergestellte, je 1,7 m von einander entfernte Hauptträger, welche unter sich durch schmiedeiserne Andreaskreuze verbunden sind und starke Querschwellen aufnehmen, worauf Langschwellen mit den Fahrschienen und die übrigen Theile des Oberbaues ruhen.

Fig. 85, 86. Zweigeleisige Eisenbahnbrücke über den Trent bei Newark (System Warren) mit einer Oeffnung von 73,3 m Weite. Jedes Geleise wird von zwei je 4,65 m von einander abstehenden Trägern unterstützt, deren Obergurten aus gusseisernen Röhren, deren Untergurten aus schmiedeisernen Zugbändern, deren gedrückte Stäbe aus kreuzförmig profilirten Gussstücken und deren gezogene Stäbe aus Flacheisen bestehen, während sämtliche Theile durch Bolzen untereinander verbunden sind. Mitten zwischen den unteren, je 5,48 m von einander entfernten Knotenpunkten der gereinigten Stäbe ist die auf den Untergurten ruhende, aus Querschwellen, Langschwellen und Fahrschienen bestehende Brückenbahn ausserdem durch doppelte Hängeisen an den oberen Knoten angehängen. Die Querverbindung der Hauptträger besteht aus gusseisernen, an den Scheiteln der Stabdreiecke angebrachten Röhren, welche durch schmiedeiserne Diagonalstangen unter sich verbunden sind. Schmiedeiserne, ausserhalb der Hauptträger mit den Querschwellen verschraubte Brüstungen begrenzen die Brückenbahn.

**b) Träger mit zweifachen Stabreihen.** Fig. 87.

Fig. 87. Zweigeleisige Eisenbahnbrücke über die Lahn bei Oberlahnstein. Sie übersetzt die mittlere Oeffnung von 45,5 m Spannweite mittelst zweier 8,018 m von einander entfernter Hauptträger von 44,2 m Länge und 4,74 m Höhe, welche unten durch angehängte, I-förmig profilirte Querträger mit Horizontalverband und oben durch I-förmig profilirte Querbalken nebst Diagonalverband aus Flacheisen miteinander verbunden sind. Zwischen die Querträger sind je vier I-förmig profilirte Langträger eingeschaltet, welche die Querschwellen mit den Fahrschienen und dem Bohlenbelag aufnehmen. Der Obergurt hat einen U-förmigen, der Untergurt einen aus zwei I-förmigen Hälften, zwischen welchen die Querträger angehängt sind, bestehenden Querschnitt. Die Druckstücke bestehen aus je zwei Flacheisen, welche mittels aufgenieteter Winkeleisen und Gitterwerk aus Flacheisen zu einem I-förmigen Querschnitt verbunden sind, während die Zugstäbe aus je vier Flacheisen mit zunehmender Breite bestehen. Die Träger ruhen auf Kipplagern, welche einerseits festgelagert, andererseits auf Rollstühlen verschieblich sind.

**c) Träger mit mehrfachen Stabreihen.** Fig. 88—95.

Fig. 88—90. Eisenbahnbrücke über die Kinzig bei Offenburg mit 63 m lichter Weite besitzt drei je 6,23 m hohe Gitterträger mit kreuzförmigem Ober- und Untergurt und rechtwinklig gekreuzten Flacheisenstäben, welche bei den beiden äusseren Trägern aus je zwei, bei dem Mittelträger aus je fünf Lagen bestehen. Die Querträger sind als Sprengwerke aus breitbasigen Schienen construiert, welche sich ausserhalb der Stirnträger fortsetzen, um zwei durch eiserne Brüstungen begrenzte Bankette aufzunehmen, und deren Seitendruck durch wagrechte, unter der Fahrbahn liegende Zugstangen aufgehoben wird. Der Oberbau besteht aus Langschwellen, welche auf den Sprengwerken der Querträger ruhen und die Fahrschienen aufnehmen. Steinerne Portale schliessen die Brücke an den Enden ihrer Hauptträger ab.

Fig. 91—93. Zweigeleisige Eisenbahnbrücke über die Eipel in Oberungarn mit je zwei continuirlichen Trägern für ein Geleise über zwei Seitenöffnungen von je 44,24 m und eine Mittelöffnung von 56,88 m lichter Weite und zwei ausserhalb liegenden Banketten. Die Gurte der Hauptträger sind kreuzförmig, und zwar mit Stehblechen angeordnet, an deren beide Seiten die  $\Omega$ -förmig profilirten gekreuzten, an den Kreuzungsstellen vernieteten Stäbe angeschlossen sind. Steinerne Portale auf den End- und gusseiserne Absteifungen auf den Zwischenpfeilern geben der Construction den nöthigen seitlichen Halt. Die Quer-

träger sowie die Consolen der Bankette sind aus Stehblechen und Winkeleisen zusammengesetzt, während die Langträger aus breitbasigen, in Fischbauchform miteinander verbundenen Schienen bestehen. Alle übrigen Theile der Brückenbahn sowie die Bankette sind aus Langschwellen mit darüber liegenden Querbohlen hergestellt. Die Oberrahmen sind durch Querbalken aus umgekehrt fischbauchförmig verbundenen Vignoleschienen verbunden, während die Windverbände aus einem auf den Ober- und Untergurt ruhenden Fachwerk aus Flacheisen hergestellt sind.

Fig. 94, 95. Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Dirschau mit sechs Oeffnungen von je 121,13 m im Lichten, wovon je zwei durch 26,8 m von einander entfernte continuirliche Träger von 11,83 m Höhe überbrückt sind, zwischen welchen in der Mitte ein Eisenbahngeleise, zu beiden Seiten eine Fahrbahn für Landfuhrwerk liegt, während ausserhalb der Hauptträger Bankette von je 1,1 m Breite angebracht sind. Die Gurte sind aus seitlich mehrfach versteiften Stehblechen gebildet, während die Gitterwände sowohl innen als auch aussen durch verticale Winkeleisen abgesteift sind, an welche sich die aus Gitterwerk bestehenden Querträger unten und verticalen Querverbände oben anschliessen. Drei Horizontalverbände — einer am Untergurt und zwei über und unter dem Obergurt — gewähren die nöthige Seitenversteifung. Die Träger ruhen auf je drei Unterlagplatten und sind über der Mitte ihres Mittelpfeilers befestigt, während ihre Enden auf Rollstühle gelagert sind.

**5) Brückenträger mit combinirtem Stabsystem.**  
Fig. 96—98.

Fig. 96. Eingeleisige Eisenbahnbrücke über den Potomac bei Harpers-Ferry (System Bollmann). Die beiden 5,49 m hohen Hauptträger dieser Brücke überspannen eine lichte Weite von 37,8 m und bestehen aus je acht gleichen, von einander unabhängigen Fachen, wovon jedes an zwei besonderen, unten mit Oesen versehenen Zugbändern aufgehängt ist, deren obere, mit Schraubennuttern versehene Enden an den beiden Enden eines 39 m langen gusseisernen, zugleich zur Aufhebung des von ihnen erzeugten Horizontaldruckes dienenden, hohlen, gusseisernen Horizontalbalkens befestigt sind. Die einzelnen Fache bestehen aus gusseisernen, an Spannbalken befestigten, an den Durchgangsstellen durchbrochenen Säulen, horizontalen, an deren Fuss befestigten Zugbändern und je zwei durch Schraubenschlösser regulirbaren Diagonalen. Gusseiserne, zwischen den Stößen der Spannbalken befestigte Querstücke und schmiedeiserne, über die Spannbalken geschraubte Diagonalbänder stellen die Seitenversteifung her.

Fig. 97, 98. Eisenbahnbrücke über den Elisabethfluss bei Norfolk (System Fink). Die beiden Hauptträger dieser 36 m weit gespannten Brücke bestehen aus gusseisernen Gurten und je acht Feldern mit gusseisernen Verticalen und gekreuzten schmiedeisernen Diagonalen, welche durch Zugbänder nach dem Princip einfacher Hängwerke derart unterstützt werden, dass schliesslich die ganze Belastung auf den gusseisernen Endposten ruht. Der hierdurch erzeugte Horizontaldruck wird von dem Obergurt aufgenommen, während der Untergurt hauptsächlich zur Verbindung der Verticalen und zur Auflagerung der Brückenbahn dient.

**Taf. II. Fachwerkbrücken mit einfachen, gezogenen Diagonalen.**

Die in Fig. 1 bis 18 dargestellte Brücke der Venlo-Hamburger Bahn<sup>1)</sup> übersetzt die Lippe in drei Oeffnungen von je 23,53 m lichter Weite und besteht aus Fachwerkträgern von je 10 quadratischen Feldern mit parallelen Gurtungen, deren Schwerpunktslinien 2,48 m von einander abstehen und deren Stützweite mithin 24,84 m beträgt. Die 4 mittleren dieser Felder enthalten gekreuzte, die

<sup>1)</sup> Vgl. die Autographien der Venlo-Hamburger Eisenbahn, bearbeitet unter der Leitung ihres technischen Dirigenten, Geh. Reg.-Rath Funk, von Oberingenieur Dreiling.

auf beiden Seiten folgenden je zwei Felder einfache Diagonalen, welche sämmtlich nur gegen Zug arbeiten, während jedes der beiden Endfelder, um dessen Gurtung und Verticalständer an dem Auflager zu ersparen, mit einer gedrückten Diagonale versehen ist. Die doppelwandig construirten Hauptträger bestehen aus einem U-förmigen Obergurt, dessen Fortsetzung jene Enddiagonale bildet, und einem getrennt U-förmigen Untergurt, wovon jeder aus je 4 Winkelisen und den nöthigen — oben horizontal, unten theils horizontal, theils vertical angeordneten — Flacheisen besteht, aus neun je 2,31 m zwischen den Gurtungen hohen Verticalständern, mit I-förmigem, aus je 4 Winkelisen und Gitterwerk gebildeten Querschnitt und aus doppelten — von der Mitte nach den Enden hin mit zunehmenden Breiten und Stärken versehenen — Flacheisen bestehenden Diagonalen. Die Verbindung der beiden Gurtungen mit den Verticalen ist durch je zwei 2 cm starke Laschen bewirkt, die zugleich als Stossplatten für die einzelnen Theile der Gurtungen dienen und an welche wieder die Diagonalen theils mittels doppelter Laschen, theils — und zwar in den Feldern mit gekreuzten Diagonalen — direct angeschlossen sind. Um eine feste Verbindung jeder Verticalen mit der oberen Gurtung herzustellen, ist der Verticalschenkel ihres obersten wagrechten Gitterstabes um je 3,9 cm in jene beiden Hauptlaschen eingelassen.

Die in der Mitte 52,5 cm, an den Enden 35,2 cm hohen Querträger mit I-förmigem, aus Verticalplatte, je vier Winkelisen und je zwei Horizontalplatten bestehenden Querschnitte ruhen direct auf der unteren Gurtung und sind mit der Verticalen dadurch verbunden, dass ihre Verticalplatte zwischen den Winkelisen dieser letzteren durchgesteckt ist, ihre Winkelisen dagegen dort abgesetzt und mit ihnen verkröpft sind. Um die Verticalplatte der Querträger in der angegebenen Weise durchstecken zu können, sind die daselbst angebrachten 40,5 cm hohen Hauptlaschen von oben nach unten auf 24,9 cm aufgeschlitzt, s. Textfig. 208, und am unteren Ende dieses Schlitzes mit einem 2 cm weiten Bohrloch versehen. Querträger und Verticalen sind überdies durch ein an beiden Enden knieförmig umgebogenes Winkelisen ausgesteift. Da hier die Verticalen über den Auflagern fehlen, so sind die daselbst nöthigen Querträger ebenfalls direct auf die unteren Gurtungen gelegt und mittels je zweier lothrechter Winkelisenstücke an die Hauptlaschen der Trägerenden angeschraubt.

Die 2,48 m langen, 35,2 cm hohen Schwellenträger besitzen einen I-förmigen, aus einer Verticalplatte, vier Winkelisen und zwei nur in deren Mitte erforderlichen Gurtungsplatten gebildeten Querschnitt, nehmen je drei Querschwellen auf, unter deren mittlerer sie durch ein gekröpftes Winkelisen ausgesteift sind und schliessen sich an die Querträger mittels doppelter lothrechter Winkelisen an, mit welchen ihre eignen Winkelisen verkröpft sind.

Die fünf, je zwei Felder durchsetzenden Kreuzbänder des Horizontalverbandes sind von unten an besondere, unter die Enden der Querträger genietete Laschen angeschlossen und durchsetzen an ihrem Kreuzungspunkt einen Querträger, welcher zu diesem Zwecke mit einem wagrechten Schlitz, der, um den durch ihn entstandenen Ausfall an Eisen zu decken, mit einer gleichfalls ausgeschlitzten Platte gesäumt wurde, versehen ist. Um auch die Langträger, deren untere Gurtungen in derselben Höhe wie die Gurtungen der Querträgerenden liegen, an dieser Horizontalversteifung Theil nehmen zu lassen, sind die Bänder der letzteren an den Punkten, wo sie die Langträger schneiden, mit denselben vernietet.

Um die Verschiebungen der Träger bei Temperaturwechsel zu ermöglichen, sind drei feste und drei auf je fünf Cylindersegmenten bewegliche Kippklager angeordnet, von welchen letzteren je eines auf den beiden Landpfeilern, das dritte auf einem Strompfeiler liegt. Mithin trägt der eine Strompfeiler zwei feste und der andere ein bewegliches und ein festes Kippklager. Die Vertheilung und Construction

der beweglichen Kippklager ergibt sich aus Fig. 14, 15 und 17, während die Anordnung und Construction der Pfeiler nebst deren Fundamentirung durch Fig. 1—13 dargestellt ist. Die Fig. 14—18 enthalten sowohl die Einzelheiten der Eisenconstruction als auch die wichtigsten Abmessungen derselben.

Der statischen Berechnung wurden zu Grunde gelegt

a) als bewegte Last:

- α) eine Locomotive mit  $2 \times 1,883$  m Radstand und 41000 kg Gewicht oder einer Belastung von 17000 kg der Triebachse und von je 12000 kg der beiden Laufachsen,  
 β) ein Zug schwerster Locomotive von 4779,3 kg Gewicht für den m Brücke, mithin für jeden Knoten eines Hauptträgers  $q = \frac{4779,3}{2} \cdot 2,484 = 5936$  kg, welche an den unteren Knoten zur Wirksamkeit kommen.

b) als ruhende Last:

- α) die Belastung zweier Schwellenträger:  
 3 Querschwellen von je 0,185 cbm zu je  
 $650 \text{ kg} = 3 \cdot 0,185 \cdot 650 \text{ kg} = 360,7 \text{ kg}$   
 Bohlenbelag  $2,484 \cdot 0,549 \cdot 0,196 = 0,267$   
 cbm zu je  $650 \text{ kg} = 173,5$  „  
 5,022 m Schienen nebst Zubehör zu je  
 $39,8 \text{ kg} = 199,8$  „  
 zusammen 734 kg

mithin als Belastung eines Schwellenträgers

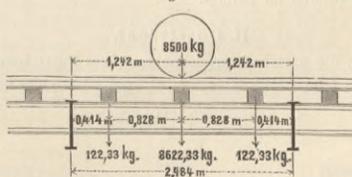
$$\frac{734}{2} = 367 \text{ kg}$$

- β) das Eigengewicht eines Schwellenträgers 192,5 „  
 γ) „ „ „ Querträgers 510 „  
 δ) „ „ „ Hauptträgers mit  
 Einschluss des halben Horizontalverbandes und nach Abzug der nicht auf Biegung wirkenden Theile . . . . . 9162,5 „  
 mithin für jeden Knoten  $\frac{9162,5}{10} = \text{rund } 916,5 \text{ kg}$ .  
 ε) die Belastung jedes Knotens eines Hauptträgers durch die Fahrbahn  $\frac{1}{2} (734 + 2 \cdot 192,5 + 510) = 814,5$  kg, mithin die gesammte ruhende Last für jeden Knoten eines Hauptträgers  $p = 916,5 + 814,5 = 1731$  kg.

#### I. Schwellenträger.

Da die grösste Anspruchnahme eines Schwellenträgers eintritt, wenn das Triebad einer schwersten Locomotive mit  $Q = \frac{17000}{2} = 8500$  kg Druck über der mittleren Schwelle steht, s. Textfig. 209, so berechnet sich das grösste Angriffsmoment des Schwellenträgers

Fig. 209.



a) für dessen Mitte aus dem Gewichte des Schwellenträgers

$$P \cdot \frac{1}{8} = 192,5 \cdot \frac{2,484}{8} = 5977 \text{ kgem,}$$

$$\text{des Bohlenbelags } \frac{P}{2} \cdot \frac{1}{2} - \frac{P}{3} \cdot \frac{1}{3} \\ = \frac{367}{2} \cdot \frac{2,484}{2} - \frac{367}{3} \cdot \frac{2,484}{3} = 12661 \text{ „}$$

$$\text{des Triebades } Q \cdot \frac{1}{4} = 8500 \cdot \frac{2,484}{4} = 527850 \text{ „}$$

zusammen 546488 kgem.

b) für den Abstand  $l_1 = 60,2$  cm von dessen Ende aus dem Gewicht des Schwellenträgers

$$\frac{P}{2} \cdot l_1 - \frac{P}{1} \cdot \frac{l_1^2}{2} = \frac{192,5}{2} \cdot 60,2 - \frac{192,5}{2} \cdot \frac{60,2^2}{2} = 4390 \text{ kgem,}$$

des Bohlenbelags  $\frac{P}{2} \cdot l_1 - \frac{P}{3} \left( l_1 - \frac{1}{6} \right)$   
 $= \frac{367}{2} \cdot 60,2 - \frac{367}{3} \left( 60,2 - \frac{248,4}{6} \right) = 8746$

des Triebrades  $\frac{Q}{2} \cdot l_1 = \frac{8500}{2} \cdot 60,2 = 255850$

zusammen 268986 kgem.

Die Schwellenträger sind in ihrer Mitte von der in Textfig. 210 angegebenen Zusammensetzung und Abmessung, während die obere Gurtungsplatte in Entfernungen von je 60,2 cm an deren Enden wegfällt. Nach Abzug der vier vertikalen Nietlöcher von je 1,6 cm Durchmesser berechnet sich das Trägheitsmoment für

a) den mittleren Querschnitt

$$t = \frac{1}{12} \left[ 12,5 \left( 35,3^3 - 33,3^3 \right) + 10,8 \left( 33,3^3 - 31,7^3 \right) + 2,6 \left( 31,7^3 - 20,3^3 \right) + 1,0 \cdot 20,3^3 \right] = 17705,7 \text{ Mcm,}$$

b) den Endquerschnitt

$$t = \frac{1}{12} \left[ 10,8 \left( 33,3^3 - 31,7^3 \right) + 2,6 \left( 31,7^3 - 20,3^3 \right) + 1,0 \cdot 20,3^3 \right] = 10350,4 \text{ Mcm.}$$

Die Spannung in der äussersten Schichte beträgt mithin für den qcm bezw.

$$s = {}^a M_{\max} \frac{a_s}{t} = 546488 \cdot \frac{17,65}{17705,7} = 545 \text{ kg}$$

und

$$s = {}^a M_{\max} \frac{a_s}{t} = 268986 \cdot \frac{16,65}{10350,4} = 433 \text{ kg,}$$

welche zulässig erscheint.

Die Verticalscheerkraft am Ende des Schwellenträgers ist am grössten, wenn das Triebrad der Locomotive über einer der äusseren Querswellen steht, und beträgt dann

$$V_o = \frac{Q_1 + Q_1 + Q_2}{1} = \frac{8500 \cdot 2,070 + 6000 \cdot 0,187}{2,484} + \frac{367 + 192,5}{2}$$

$$= 7814,77 \text{ kg, also rund } 7815 \text{ kg,}$$

welcher ein Nietquerschnitt von

$$2 \cdot n \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 2 \cdot 5 \cdot \frac{3,14 \cdot 1,6^2}{4} = 20,096 \text{ qcm,}$$

mithin ein Abscherungswiderstand des qcm von

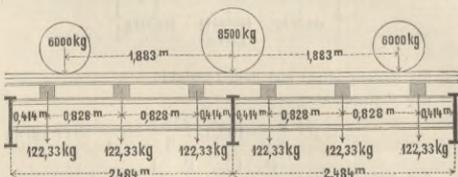
$$v = \frac{7815}{20,096} = 388 \text{ kg}$$

entspricht, welcher genügt.

### II. Querträger.

Da die grösste Anspruchnahme eines Querträgers von 4,114 m Länge eintritt, wenn die Triebachse einer schwer-

Fig. 211.



sten Locomotive über demselben steht, s. Textfig. 211, so beträgt dieselbe an einem Schwellenträgeranschluss

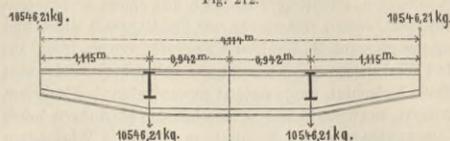
$$Q \cdot \frac{5}{6} + 2 \cdot Q_1 \cdot \frac{1}{1} = 8500 \cdot \frac{5}{6} + 2 \cdot 6000 \cdot \frac{60,1}{248,4}$$

$$= 9986,31 \text{ kg,}$$

wozu noch das Gewicht eines Schwellenträgers sammt

Belag  $q = 367 + 192,5 = 559,5$  kg hinzukommt, was einer Gesamtbelastung von  $9986,71 + 559,50 = 10546,21$  kg entspricht. Das grösste Angriffsmoment des Querträgers berechnet sich mit Bezug auf Textfig. 212

Fig. 212.



a) für die Mitte aus dem Momente der Belastung

$$\Delta \lambda = 10546,21 \cdot 111,5 = 1175902 \text{ kgcm}$$

und des Eigengewichtes

$$P \cdot \frac{l}{8} = 510 \cdot \frac{411,4}{8} = 26226$$

zusammen 1202128 kgcm

b) für einen Abstand von 0,2 m vom Auflager aus dem Momente der Belastung

$$\Delta \lambda = 10546,21 \cdot 20 = 210924 \text{ kgcm}$$

und des Eigengewichtes

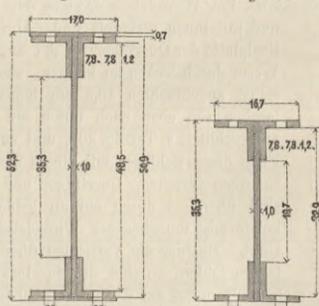
$$\frac{P}{2} \cdot l_1 - \frac{P}{1} \cdot \frac{l_1^2}{2} = \frac{510}{2} \cdot 20 - \frac{510}{1} \cdot \frac{20^2}{2} = 5347 \text{ kgcm}$$

zusammen 216271 kgem.

Die Querträger sind in ihrer Mitte von der in Textfig. 213 und an ihren Enden von der in Textfig. 214 angegebenen

Fig. 213.

Fig. 214.



Zusammensetzung und Abmessung. Nach Abzug der vier vertikalen Nietlöcher von je 2 cm Durchmesser ergibt sich mithin das Trägheitsmoment für die Mitte

$$t = \frac{1}{12} \left[ 13,0 \left( 52,3^3 - 50,9^3 \right) + 12,6 \left( 50,9^3 - 48,5^3 \right) + 3,4 \left( 48,5^3 - 35,3^3 \right) + 1,0 \cdot 35,3^3 \right] = 54319,8 \text{ Mcm}$$

und bis zu 20 cm Entfernung von den Enden

$$t = \frac{1}{12} \left[ 12,7 \left( 35,3^3 - 32,9^3 \right) + 3,4 \left( 32,9^3 - 19,7^3 \right) + 1,0 \cdot 19,7^3 \right] = 17425,3 \text{ Mcm.}$$

Die Spannung in der äussersten Schichte beträgt daher für den qcm bezw.

$$s = {}^a M_{\max} \frac{a_s}{t} = 1202128 \cdot \frac{26,15}{54319,8} = 578 \text{ kg}$$

und

$$s = {}^a M_{\max} \frac{a_s}{t} = 216271 \cdot \frac{17,65}{17425,3} = 219 \text{ kg.}$$

Die grösste Verticalscheerkraft am Auflager ist

$$V_o = Q + \frac{pl}{2} + q = 9986,71 + \frac{510}{2} + 559,5 = 10801,21 \text{ kg,}$$

welcher ein Nietquerschnitt von

$$2 \cdot n \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 2 \cdot 5 \cdot \frac{3,14 \cdot 2^2}{4} = 2 \cdot 5 \cdot 3,14 = 31,4 \text{ qcm,}$$

mithin ein Abscherungswiderstand des qcm von

$$v = \frac{10801,21}{31,4} = 344 \text{ kg}$$

entspricht, welcher genügt.

## III. Hauptträger.

## A. Analytische Berechnung.

Die Berechnung der Hauptträger, deren Bezeichnungen und Hauptabmessungen in Fig. 4<sup>a</sup>, Texttafel A, zusammengestellt sind, zerfällt in diejenige der Gurtungen, Diagonalen und Verticalen.

## a) Die oberen Gurtungen.

Die geringste Druckspannung des Obergurts entsteht, wenn nur das Eigengewicht  $p = 1731$  kg für jedes Trägerfeld wirkt und beträgt wegen  $\lambda = h$  nach Gleichung (70)

$$X_{m \min} = -\frac{p}{2} \cdot \frac{\lambda}{h} m (n - m) = -\frac{1731}{2} \cdot m (10 - m)$$

also für:

$$m = 2; X_{2 \min} = -865,5 \cdot 2 \cdot 8 = -13848 \text{ kg}$$

$$m = 3; X_{3 \min} = -865,5 \cdot 3 \cdot 7 = -18175 \text{ „}$$

$$m = 4; X_{4 \min} = -865,5 \cdot 4 \cdot 6 = -20772 \text{ „}$$

$$m = 5; X_{5 \min} = -865,5 \cdot 5 \cdot 5 = -21638 \text{ „}$$

Die grösste Druckspannung des Obergurts findet bei voller Belastung statt, welche letztere für jedes Feld eines Trägers  $p + q = 1731 + 5937,5 = 7668,5$  kg beträgt und an dessen unteren Knoten angreifend gedacht wird und beträgt nach Gleichung (70)

$$X_{m \max} = -\frac{p+q}{2} \cdot \frac{\lambda}{h} m (n - m) = -\frac{7668,5}{2} \cdot m (10 - m)$$

daher für:

$$m = 2; X_{2 \max} = -3834,25 \cdot 2 \cdot 8 = -61348 \text{ kg}$$

$$m = 3; X_{3 \max} = -3834,25 \cdot 3 \cdot 7 = -80519 \text{ „}$$

$$m = 4; X_{4 \max} = -3834,25 \cdot 4 \cdot 6 = -92022 \text{ „}$$

$$m = 5; X_{5 \max} = -3834,25 \cdot 5 \cdot 5 = -95856 \text{ „}$$

Werden hiernach die Querschnitte der einzelnen Gurtungstücke aus Winkelisen und Flacheisen mittelst Nietens von je 2 cm Durchmesser zusammengesetzt, die Quotienten aus den nutzbaren Querschnitten in die Totalspannungen derselben gebildet und hieraus die in den einzelnen Gurtungstücken auftretenden Spannungen berechnet, so ergibt sich nachstehende Tabelle der

## Querschnitte und Druckspannungen der oberen Gurtung.

Nr. des Trägerfeldes	2 Winkelisen 7,8 · 7,8 · 1,2 cm	1 Platte 39,2 · 1,0 cm	2 Bänder 7,8 · 1,0 cm	Nutzbarer Querschnitt	Totalspannungen	Spannung pro qcm
	qcm	qcm	qcm	qcm	kg	kg
2	59,52	35,2	—	94,72	61348	649
3	59,52	35,2	35,2	129,92	80519	620
4	59,52	35,2	35,2	—	129,92	92022
5	59,52	35,2	35,2	11,6	141,52	708

## b) Die unteren Gurtungen.

Die geringste Zugspannung des Untergurts beträgt nach Gleichung (71)

$$Z_{m \min} = \frac{p}{2} \cdot \frac{\lambda}{h} (m - 1)(n + 1 - m) = \frac{1731}{2} (m - 1)(11 - m)$$

also für:

$$m = 1; Z_{1 \min} = Z_{m \min}$$

$$m = 2; Z_{2 \min} = 865,5 \cdot 1 \cdot 9 = 7790 \text{ kg}$$

$$m = 3; Z_{3 \min} = 865,5 \cdot 2 \cdot 8 = 13848 \text{ „}$$

$$m = 4; Z_{4 \min} = 865,5 \cdot 3 \cdot 7 = 18175 \text{ „}$$

$$m = 5; Z_{5 \min} = 865,5 \cdot 4 \cdot 6 = 20772 \text{ „}$$

Nach Gleichung (71) ergibt sich ferner für die untere Gurtung die grösste Zugspannung

$$Z_{m \max} = \frac{p+q}{2} \cdot \frac{\lambda}{h} (m - 1)(n + 1 - m) = \frac{7668,5}{2} (m - 1)(11 - m)$$

daher für:

$$m = 1; Z_{1 \max} = Z_{m \max}$$

$$m = 2; Z_{2 \max} = 3834,25 \cdot 1 \cdot 9 = 34508 \text{ kg}$$

$$m = 3; Z_{3 \max} = 3834,25 \cdot 2 \cdot 8 = 61348 \text{ „}$$

$$m = 4; Z_{4 \max} = 3834,25 \cdot 3 \cdot 7 = 80519 \text{ „}$$

$$m = 5; Z_{5 \max} = 3834,25 \cdot 4 \cdot 6 = 92022 \text{ „}$$

Hieraus erhält man wie oben — nach Abzug der Nietlöcher von je 2 cm Durchmesser — nachstehende Tabelle der

Heinzlering, Eisene Parallelbalkenbrücken. Zweite Auflage.

## Querschnitte und Zugspannungen der unteren Gurtung.

Nr. des Trägerfeldes	2 Winkelisen 7,8 · 7,8 · 1,2 cm	2 Platten 15,7 · 1,3 cm	2 Winkelisen 7,8 · 7,8 · 1,2 cm	2 Platten 13,2 · 1,3 qcm	2 Platten 7,8 · 1,0 cm	Nutzbarer Querschnitt	Totalspannungen	Spannungen pro qcm
	qcm	qcm	qcm	qcm	qcm	kg	kg	kg
1)	—	—	—	—	—	60,18	34508	573
2)	29,76	30,42	—	—	—	—	—	—
3	29,76	30,42	29,76	—	—	88,94	61348	682
4	29,76	30,42	29,76	28,86	—	118,80	80519	677
5	29,76	30,42	29,76	28,86	11,6	130,40	92022	706

Hieraus folgt, dass die einzelnen Theile beider Gurtungen nirgends mehr als zulässig beansprucht werden, zumal wenn man erwägt, dass bei guter Nietung des gedrückten Obergurtes, wobei der Bolzen das Nietloch fast vollständig ausfüllen muss, der Querschnitt des Nietloches nur theilweise verloren geht.

Die Stösse der Gurtungen liegen in den Knoten und sind, mit Ausnahme der Stösse der Winkelisen, ohne Laschen oder Stossplatten gebildet, weil die durch den Stoss der einzelnen Constructionstheile an einem Knoten verursachte Schwächung des Querschnittes durch die Mitwirkung der je 2 cm starken Hauptstossplatten compensirt wird.

## c) Die Diagonalen.

Die Grenzspannungen der Diagonalen finden dann statt, wenn der Träger von dem Kopfe oder dem Fusse derselben bis zu dem diesem letzteren zugewandten Auflager durch Verkehr belastet und im Uebrigen unbelastet ist.

Da die Diagonale des ersten Feldes eine derjenigen der übrigen Diagonalen entgegengesetzte Steigung erhalten hat, so erfährt sie — abweichend von der Spannung der übrigen Diagonalen — stets eine Druckspannung, welche übrigens der ihr entsprechenden Zugspannung numerisch gleich ist.

Die geringste Spannung der Diagonalen beträgt daher nach Gleichung (73)

$$Y_{m \min} = \frac{d}{h} \left[ \frac{p}{2} (n + 1 - 2m) - \frac{q}{2n} m (m - 1) \right] = \sqrt{2} \left[ \frac{1731}{2} (11 - 2m) - \frac{5937,5}{20} m (m - 1) \right]$$

daher für:

$$m = 1; Y_{1 \min} = -\sqrt{2} \cdot 865,5 \cdot 9 = -11007 \text{ kg}$$

$$m = 2; Y_{2 \min} = \sqrt{2} (865,5 \cdot 7 - 296,875 \cdot 2 \cdot 1) = +7727 \text{ kg}$$

$$m = 3; Y_{3 \min} = \sqrt{2} (865,5 \cdot 5 - 296,875 \cdot 3 \cdot 2) = +3608 \text{ „}$$

$$m = 4; Y_{4 \min} = \sqrt{2} (865,5 \cdot 3 - 296,875 \cdot 4 \cdot 3) = -1366 \text{ „}$$

Aus Gleichung (72) ergibt sich ferner die grösste Spannung der Diagonalen

$$Y_{m \max} = \frac{d}{h} \left[ \frac{p}{2} (n + 1 - 2m) + \frac{q}{2n} (n - m)(n + 1 - m) \right] = \sqrt{2} \left[ \frac{1731}{2} (11 - 2m) + \frac{5937,5}{20} (10 - m)(11 - m) \right]$$

daher für:

$$m = 1; Y_{1 \max} = -\sqrt{2} (865,5 \cdot 9 + 296,875 \cdot 9 \cdot 10) = -48795 \text{ kg}$$

$$m = 2; Y_{2 \max} = \sqrt{2} (865,5 \cdot 7 + 296,875 \cdot 8 \cdot 9) = 38791$$

$$m = 3; Y_{3 \max} = \sqrt{2} (865,5 \cdot 5 + 296,875 \cdot 7 \cdot 8) = 29627$$

$$m = 4; Y_{4 \max} = \sqrt{2} (865,5 \cdot 3 + 296,875 \cdot 6 \cdot 7) = 21302$$

$$m = 5; Y_{5 \max} = \sqrt{2} (865,5 \cdot 1 + 296,875 \cdot 5 \cdot 6) = 13817$$

$$m = 6; Y_{6 \max} = \sqrt{2} (866,5 \cdot -1 + 296,875 \cdot 4 \cdot 5) = 7172$$

$$m = 7; Y_{7 \max} = \sqrt{2} (865,5 \cdot -3 + 296,875 \cdot 3 \cdot 4) = 1366$$

$$m = 8; Y_{8 \max} = \sqrt{2} (865,5 \cdot -5 + 296,875 \cdot 2 \cdot 3) = -3608$$

Auch die folgenden Resultate werden negativ und sind daher nicht zu berücksichtigen.

Bildet man wieder die erforderlichen Querschnitte und bringt von denselben die Nietlöcher in Abzug, so erhält man als die Quotienten dieser Nettoquerschnitte in obigen Spannungszahlen die Spannung der Diagonalen für die Flächeneinheit. Stellt man diese Ergebnisse zusammen und fügt die für den Anschluss der Diagonalen erforderlichen Nietquerschnitte hinzu, so ergibt sich nachstehende Tabelle der

Nettoquerschnitte, Spannungen und Nietquerschnitte der Diagonalen.

Nr. des Trägers	4 Winkelisen		2 Bänder		2 Bänder		2 Bänder		2 Bänder		Totalspannung	Spannung des qem	Nietquerschnitt
	7,8 · 7,8 · 1,5 cm	17,0 · 2,0 cm	17,0 · 2,0 cm	13,7 · 2,0 cm	10,5 · 2,0 cm	9,2 · 2,0 cm	9,2 · 2,0 cm	2 Bänder 9,2 · 1,3 cm	2 Bänder 9,2 · 1,3 cm	2 Bänder 9,2 · 1,3 cm			
1	qem	qem	qem	qem	qem	qem	qem	qem	qem	kg	kg	qem	
2	70,80	58,8	—	—	—	—	—	—	—	48795	689	83,05	
3	ab 4 Nietboher von 2,3 cm $\theta$	ab 2 Nietboher von 2,3 cm $\theta$	44,4	—	—	—	—	—	—	38791	659	66,44	
4	ab 4 Nietboher von 2,3 cm $\theta$	ab 2 Nietboher von 2 cm $\theta$	—	34,0	—	—	—	—	—	29627	668	50,24	
5	ab 4 Nietboher von 2,3 cm $\theta$	ab 2 Nietboher von 2 cm $\theta$	—	—	28,8	—	—	—	—	21302	627	37,68	
6	ab 4 Nietboher von 2,3 cm $\theta$	ab 2 Nietboher von 2 cm $\theta$	—	—	—	18,72	—	—	—	13817	479	37,68	
7	ab 4 Nietboher von 2,3 cm $\theta$	ab 2 Nietboher von 2 cm $\theta$	—	—	—	—	18,72	—	—	7172	384	18,84	
										1366	73	12,56	

#### d) Die Verticalen.

Die grösste Zugspannung, bezw. geringste Druckspannung der Verticalen beträgt nach Gleichung (191)

$$V_{m \max} = -\frac{p}{2}(n-1-2m) + \frac{q}{2n}m(m+1) \\ = -\frac{1731}{2}(9-2m) + \frac{5937,5}{20}m(m+1),$$

daher für  $m = 2$  und  $3$  bezw.

$$V_{2 \max} = -865,5 \cdot 5 + 296,875 \cdot 6 = -2546 \text{ kg} \\ V_{3 \max} = -865,5 \cdot 3 + 296,875 \cdot 12 = +966 \text{ kg}.$$

Die folgenden Spannungen werden ebenfalls positiv. Die grösste Druckspannung der Verticalen beträgt nach Gleichung (192)

$$V_{m \min} = -\left[ \frac{p}{2}(n-1-2m) + \frac{q}{2n}(n-m)(n-1-m) \right] \\ = -\left[ \frac{1731}{2}(9-2m) + \frac{5937,5}{20}(10-m)(9-m) \right],$$

daher für  $m = 2$  bis  $7$  bezw.

$$V_{2 \min} = -(865,5 \cdot 5 + 296,875 \cdot 8 \cdot 7) = -20953 \text{ kg} \\ V_{3 \min} = -(865,5 \cdot 3 + 296,875 \cdot 7 \cdot 6) = -15063 \text{ kg} \\ V_{4 \min} = -(865,5 \cdot 1 + 296,875 \cdot 6 \cdot 5) = -9772 \text{ kg} \\ V_{5 \min} = -(865,5 \cdot -1 + 296,875 \cdot 5 \cdot 4) = -5072 \text{ kg} \\ V_{6 \min} = -(865,5 \cdot -3 + 296,875 \cdot 4 \cdot 3) = -966 \text{ kg} \\ V_{7 \min} = -(865,5 \cdot -5 + 296,875 \cdot 3 \cdot 2) = +2546 \text{ kg}.$$

Der erste Verticalenstand, welcher die Belastung eines unteren Knotenpunktes auf den oberen zu übertragen hat, erfährt in Folge der erwähnten, veränderten Lage der Diagonale eine kleinste und grösste Zugspannung von bezw.  $p = 1731$  und  $p + q = 7668,5$  kg.

Sämmtliche Verticalen sind aus vier Winkelisen von je  $6,5 \cdot 6,5 \cdot 0,8$  cm Stärke konstruiert und haben daher, nach Abzug der  $2$  cm weiten Nietlöcher, einen nutzbaren Querschnitt von  $32,64$  qem, woraus sich eine Pressung der zumeist gedrückten zweiten Verticalen von  $\frac{20953}{32,64} = 642$  kg ergibt. Sämmtliche Spannungszahlen der Hauptträger sind in Fig. 4 der Texttafel A zusammengestellt.

#### B. Graphische Berechnung.

Die grössten Angriffsmomente und die denselben proportionalen Gurtspannungen ergeben sich bei voller Belastung sämtlicher 9 Knoten des Trägers mit je  $1731$  kg Eigengewicht und je  $5937,5$  kg Verkehrslast, also mit je  $6668,5$  kg Gesamtbelastung. Werden diese Gewichte einzeln in dem Maassstabe von  $500$  kg =  $1$  mm — nach Eigengewicht und Verkehrslast getrennt — der Reihe nach lothrecht aufgetragen und die Distanzen der zugehörigen Pole  $P_g$  und  $P_v$  gleich der doppelten Trägerhöhe, also zu  $2h = 2 \cdot 2,484 = 4,968$  m angenommen und in einem Maassstabe der Längen von  $1:110$  aufgetragen, so ergeben sich die beiden Kräftepolygone in Fig. 2<sup>a</sup> und 2<sup>b</sup>. Werden mit Bezug auf die allgemeine Theorie der graphischen Berechnung auf S. 14,  $\beta$  zu sämtlichen Strahlen beider Kräftepolygone der Reihe nach Parallelen gezogen, wovon die äussersten durch die Stützpunkte 0 und 10 gehen, so ergeben sich die parabolischen Momentenpolygone 0, 1, 2, 3...10 des Eigengewichtes und 0, I, II, III...10 der Verkehrsbelastung

in Fig. 2<sup>c</sup> und 2<sup>d</sup>, durch deren graphische Summierung zugleich die Momente der Gesamtbelastung dargestellt werden. Die Ordinaten dieser Polygone stellen die grössten Angriffsmomente  $^*M_{\max}$  für die Poldistanz  $2h$ , also zugleich die Gurtspannungen  $X_{m \max} = \frac{^*M_{\max}}{h}$  und  $Z_{m \max} = \frac{^*M_{\max}}{h}$  in ihrer halben Grösse dar.

So ergibt sich z. B. für den Obergurt im 4ten Felde aus den Momentenpolygone die Gesamt-Ordinate 4 IV, Fig. 2<sup>c</sup>, 2<sup>d</sup>, welche aus den Einzelordinaten von  $10400$  kg Eigengewicht und  $35600$  kg Verkehrslast besteht, also eine Gesamtlast von  $46000$  kg darstellt. Es ergibt sich also die grösste Spannung des vierten Obergurtstückes  $X_{4 \max} = 2 \cdot 46000 = 92000$  kg. Für den Untergurt im 4ten Felde erhält man aus den Momentenpolygone die Gesamtordinate 3 III, Fig. 2<sup>c</sup>, 2<sup>d</sup>, welche aus den Einzelordinaten von  $9100$  kg Eigengewicht und  $31150$  kg Verkehrslast besteht, also eine Gesamtlast von  $40250$  kg darstellt. Es ergibt sich also die grösste Spannung des vierten Untergurtstückes  $Z_{4 \max} = 2 \cdot 40250 = 80500$  kg. Werden in dieser Weise die Spannungen auch der übrigen Gurtstücke bestimmt, so erhält man die Zusammenstellung der Gurtspannungen in Fig. 1 links, welchen die analytisch gefundenen Spannungen in Klammer beigefügt sind.

Die grössten Verticalscheerkräfte und die denselben proportionalen Stabspannungen ergeben sich bei grösster einseitiger Verkehrsbelastung und bestehen aus den Beiträgen des Eigengewichtes und dieser ungünstigsten Verkehrsbelastung.

a) Eigengewicht. Werden die Knotenlasten von je  $1731$  kg, wie in Fig. 3<sup>a</sup>, links und rechts lothrecht von A und B ab bzw. abwärts und aufwärts aufgetragen, so erhält man mit Bezug auf die allgemeine Theorie der graphischen Berechnung auf Seite 14,  $\beta$  die durch die punctirt eingetragene staffelförmige Linie dargestellten, von dem Eigengewicht erzeugten Verticalscheerkräfte, welche links und rechts von der Trägersmitte bezw. negativ und positiv sind. So ist z. B. die vom Eigengewichte herrührende Verticalscheerkraft im 4ten und 7ten Feld bezw.  $^*V_4^g = -(1731 + 865,5) = -2596,5$  kg und  $^*V_7^g = 1731 + 865,5 = 2596,5$  kg.

$\beta$ ) Verkehrslast. Werden die Knotenlasten von je  $5937,5$  kg, wie in Fig. 3<sup>a</sup> rechts, der Reihe nach von B aus nach abwärts aufgetragen und die Poldistanz AB der Spannweite gleich angenommen, so ergibt sich das in Fig. 3<sup>a</sup> dargestellte Kräftepolygon B d A. Zieht man nun nach einander die Parallelen Bb' zu bA, b'c' zu cA und schliesslich kf zu dA, so entsteht nach Seite 14,  $\beta$  das Polygon B b' c' . . kf der durch die von rechts nach links fortschreitende Verkehrslast erzeugten grössten Verticalscheerkräfte. So ist z. B. die von der Verkehrslast herrührende Verticalscheerkraft im 4ten und 7ten Felde bezw.  $^*V_4^v = -12403,5$  kg und  $^*V_7^v = -3596,5$  kg.

$\gamma$ ) Eigengewicht und Verkehrslast. Werden die durch Eigengewicht und Verkehrslast erzeugten Verticalscheerkräfte graphisch addirt, so ergibt sich das Polygon 1 2 3 . . 9 z der Gesamt-Verticalscheerkräfte, welches in u die Abscissenachse schneidet. Lässt man nun die Verkehrslast von links nach rechts fortschreiten, und konstruiert das symmetrische Polygon der Gesamt-Verticalscheerkräfte, so schneidet dasselbe die Abscissenachse AB in einem Punkte u', welcher von A genau soweit entfernt ist, wie u von B. Innerhalb der Strecken Au' und Bu kann also die Verticalscheerkraft nur negative, innerhalb des Strecke u'u dagegen abwechselnd positive und negative Werthe annehmen. Da die Diagonalen dieses Trägers nur auf Zug beansprucht werden sollen, so sind in den der Strecke u'u' entsprechenden vier mittleren Feldern Gegendiagonalen anzubringen. Die von dem Eigengewicht und der Verkehrslast herrührende Verticalscheerkraft im 4ten und 7ten Felde ist bezw.  $^*V_4 = -(2596,5 + 12403,5) = -15000$  kg und  $^*V_7 = -3596,5 + 2596,5 = -1000$  kg.

Die Spannungen der Verticalen sind diesen Verticalscheerkräften gleich, mithin beträgt die Druckspannung der





Verticalen im 4ten und 7ten Felde bezw.  $mm' = -15000$  kg und  $ss' = -1000$  kg.

Die Spannungen der Diagonalen ergeben sich durch Zerlegung der zugehörigen Spannungen der Verticalen in horizontaler und diagonaler Richtung — welche hier einen Winkel von  $45^\circ$  mit dem Horizont einschließt — und nehmen das entgegengesetzte Vorzeichen an. Hiernach beträgt z. B. die Spannung der Diagonalen im 4ten und 7ten Felde bezw.  $mn = \sqrt{2} \cdot 15000 = 21300$  kg und  $st = \sqrt{2} \cdot 1000 = 1400$  kg.

Werden in ähnlicher Weise die Spannungen auch der übrigen Verticalen und Diagonalen bestimmt, so erhält man die Zusammenstellung der Stabspannungen in Fig. 1 links, welchen zum Vergleiche wieder die entsprechenden, analytisch gefundenen Spannungen in Klammer beigefügt sind.

Aus den so erhaltenen Spannungen der Gurten und Stäbe des unsymmetrischen Systems in Fig. 1 ergeben sich die Spannungen sämtlicher Theile des symmetrischen Systems in Fig. 4, worin die analytisch gefundenen Maximal- und Minimalspannungen aller einzelnen Trägertheile zusammengestellt sind.

### Taf. III. Fachwerkrücken mit gekreuzten Diagonalen.

#### A. Mit oben liegender Fahrbahn.

Die in Fig. 1—11 im Allgemeinen und in Fig. 25—37 im Besonderen dargestellte Brücke der Oesterreichischen Nordwestbahn<sup>1)</sup> von 18,76 m lichter und 20 m Stützweite überführt ein Geleise mittels zweier 2,6 m von einander entfernter Hauptträger mit T-förmigen, in Fig. 32 u. 33 im Querschnitt dargestellten Gurten und je 10 Feldern mit steifen, aus je 4 Winkelleisen bestehenden, Verticalen und gekreuzten, aus je 4 Winkelleisen und je 2 Flacheisen bestehenden, in Fig. 31 u. 32 im Querschnitte dargestellten Druck- und Zugdiagonalen, welche zu beiden Seiten der Gurtungen an das doppelte Stehblech und die Winkelleisen desselben mittels rechteckiger Futterbleche unverkröpft angeschlossen sind. Um nachtheilige Durchbiegungen der oberen Gurtung zu vermeiden, ruht die aus den Fahrschienen und aus je 67 cm von einander entfernten Querschwellen bestehende Brückenbahn auf besonderen, je 1,8 m entfernten Schwellenträgern, deren Gewicht sammt Belastung durch 30 cm hohe, im Querschnitt T-förmige — mittelst trapezförmiger Hilfsbleche an die Verticalen genietete — Querträger, s. Fig. 9 u. 10, direct auf die Hauptträger übertragen wird. An jene trapezförmigen, sowie an die ihnen entsprechenden dreieckigen Hilfsbleche am unteren Ende der Verticalen — welche dort überdies zwischen je zwei querliegenden Winkelleisen befestigt sind — werden die aus je zwei Winkelleisen bestehenden, gekreuzten Diagonalen, welche den verticalen Querverband der Brücken bilden, mittelst je vier Nieten angeschlossen.

Sowohl auf jenen Querträgern, als auch auf diesen unteren, im Querschnitt T-förmigen Querversteifungen ruht ein Horizontalverband, wovon der obere aus einfachen Flacheisen besteht und mittelst trapezförmiger Hilfsbleche an den Querträger, s. Fig. 9, 10 u. 11, der untere aus je zwei Winkelleisen besteht und direct auf jene Querversteifungen genietet ist, s. Fig. 6, 7 u. 8. Die Endverticalen, s. Fig. 27, 28 u. 29, sind durch je zwei, zwischen die äusseren Schenkel der Winkelleisen eingelegte Flacheisen sowie unten durch je zwei, direct an das doppelte Stehblech der Gurte genietete Futterbleche verstärkt, an welche die gedrückten Enddiagonalen unverkröpft angeschlossen sind. Die Druckdiagonalen der Hauptträger, deren Winkelleisenpaare je 5 cm von einander abstehen, sind jedesmal in  $\frac{1}{4}$  ihrer Länge durch je zwei Stehbolzen und an den Kreuzungspunkten mit den Zugdiagonalen durch je zwei Niete verbunden. Die 4,25 m langen Querschwellen der Brückenbahn — welche also um je 82,5 cm über die Hauptträger vorstehen — nehmen hier die aus je zwei mit ihnen verbolzten Langschwellen und aus auf diese gelagerten, nach

1) Vgl. d. Normalien der österr. Nordwestbahn, aufgestellt in den Jahren 1868—72 unter der Leitung des Baudirectors Wilhelm Hellwig, Heft II.

aussen geneigten Querbohlen bestehenden, Bankette, s. Fig. 6—8, sowie zwischen und neben den Fahrschienen einen starken Längsbohlenbelag auf. Die Bankette sind durch Brüstungen, welche aus gusseisernen, auf Querschwellen geschraubten Pfosten und aus je drei durch sie gesteckten, horizontalen Rundeisen bestehen, s. Fig. 5, seitlich abgeschlossen.

Die Lager der Träger, s. Fig. 6, 36 u. 37, bestehen aus gusseisernen, je 65 cm langen, 40 cm breiten, oben mit halbcylindrischen Rinnen, unten mit je einer starken Querrippe versehenen Platten.

#### B. Mit unten liegender Fahrbahn.

Die in Fig. 12—19 im allgemeinen und in Fig. 20—37 im besonderen dargestellten Brücken der österr. Nordwestbahn sind hinsichtlich der Formen und Abmessungen ihrer Hauptträger der vorherbeschriebenen ähnlich construiert, nur haben die letzteren wegen der unten liegenden Brückenbahn einen Abstand von 4,5 m und — wegen Fortfall des oberen Horizontalverbandes — durch Dreiecksbleche versteifte Verticalen, s. Taf. II, Fig. 18 u. 19, dagegen einen unteren, aus Winkelleisen und Flacheisen bestehenden Horizontalverband erhalten. Die Figg. 18, 20 u. 21 zeigen die Construction der Brückenbahn bei geringer, die Figg. 19, 22 u. 23 dieselbe bei sehr beschränkter Constructionshöhe. Während die 4,5 m langen Querträger im ersten Fall eine Höhe von 55 cm, also ein Seitenverhältniss von nahe  $\frac{1}{3}$  und untere Winkelleisen von gleicher Stellung wie die oberen erhalten haben, besitzen sie im zweiten Falle eine Höhe von 38 cm, also ein Seitenverhältniss von nur nahe  $\frac{1}{2}$  und untere Winkelleisen von umgekehrter Stellung wie die oberen, wodurch die notwendige, tiefere Lage der Schwellenträger erreicht ist. Um die durch Winkelleisen bewirkten Anschlüsse der Brückenbahntheile ohne Verkröpfung ausführen zu können, sind zwischen die Winkelleisen an den Enden der Schwellenträger, sowie unter die Winkelleisen der Querträger der Länge nach Futterbleche eingeschaltet. Die Länge der Querschwellen beträgt in beiden Fällen nur 2,56 m, da hier die Langschwellen der Bankette von den Querträgern, mit welchen sie verbolzt sind, getragen werden. Die über jene gelegten Querbohlen der Bankette haben eine Neigung nach innen erhalten, dagegen ist der Bohlenbelag der Fahrbahn, sowie die Lagerung der Hauptträger von derselben Anordnung.

### Taf. IV. Gitterbrücken mit zweifachem Stabsystem und obenliegender Fahrbahn.

Die in Fig. 1—28 dargestellten Brücken der österr. Reichischen Südbahn<sup>1)</sup> von 47,5 m lichter und 50 m Stützweite zeigen bei nahezu gleicher Anordnung ihrer Hauptträger und ihrer verticalen und horizontalen Querverbände nur die aus Fig. 10, 20 und 11, 23 ersichtliche Verschiedenheit ihrer Brückenbahn, welche im ersteren Falle aus Quer- und Langträgern mit darüber gelegten Querschwellen, im zweiten Falle aus Querträgern und Langschwellen besteht.

Die Hauptträger beider Brücken besitzen T-förmige, aus 1 bis 6, je  $35 \times 1$  cm starken Horizontalplatten, je zwei  $10 \times 15 \times 4,2$  starken Winkelleisen und je zwei  $35 \times 1$  cm starken Verticalplatten bestehende Gurten, s. in Fig. 16 u. 17 bezw. deren Querschnitt an den Enden und in der Mitte, zwischen welche noch dreieckige, zum Anschlusse der Gitterstäbe dienende Knotenbleche eingeschaltet sind. Zur Verstärkung der Trägerenden sind beide Gurten durch je eine Verticale von demselben Querschnitt, s. Fig. 7, verbunden. Unter den Gitterstäben sind die gedrückten aus je zwei Winkelleisen in der Mitte, je zwei Winkelleisen und je zwei Flacheisen an den Enden, die gezogenen aus einem Flacheisen in der Mitte und je drei Flacheisen an den Enden der Träger zusammengesetzt, s. Fig. 7, 8, 18 u. 19. Die gedrückten Stäbe schliessen sich an die äussere Seite der Gurten an und sind an den Enden mit den Winkelleisen der Gurten und in der Mitte mit deren Stehblechen ver-

1) Vgl. die Normalien der österr. Südbahn, aufgestellt von W. Pressel, Heft IV.

kröpft, während die einfachen Flacheisen derselben an die Knotenbleche, die doppelten Flacheisen derselben zugleich an die Knoten- und die Stehbleche der Gurten genietet sind. Die gezogenen Stäbe schliessen sich so an die innere Seite der Gurten an, dass die einfachen nur mit den Knotenblechen, die zweifachen mit den Knoten- und Stehblechen, die dreifachen mit den Knotenblechen, Stehblechen und Winkeleisen zugleich vernietet sind, s. Fig. 7—11. Die Verticalen bestehen aus je zwei unter sich vernieteten Winkeleisen, welche an die inneren Winkeleisen der Gurten genietet sind und an den Enden trapezförmige Hilfsbleche zum Anschlusse der Querträger und Querverbindungen zwischen sich fassen, s. Fig. 10 u. 11. Aus diesen Figuren ersieht sich zugleich, dass sowohl die zwei Winkeleisen der Querträger oben, als die zwei Winkeleisen der horizontalen Querverstärkungen unten mit jenen Winkeleisen der Verticalständer verkröpft sind und dass die aus je zwei Winkeleisen bestehenden Diagonalen der Querverbände mit jenen Hilfsblechen direct und unter sich an ihrem Kreuzungspunkte mittels eines Futterblechs vernietet sind. Unter die Enden sowohl der unteren Querverbände, als auch der Querträger sind rechteckige Hilfsbleche genietet, an welche sich je zwei, aus Flacheisen bestehende Horizontalbänder anschliessen.

Was die Brückenbahn betrifft, so ist der mittlere Theil der Querträger durch Laschen mit den obenerwähnten trapezförmigen Hilfsblechen verbunden und sind an diesen mittleren Theil entweder Schwellenträger mittels Winkeleisen genietet, s. Fig. 10, oder durch Winkellappen seitlich festgehaltene Langschwelen gebolt, s. Fig. 11 u. 23. Die Querswellen der ersten Anordnung sind mit den Quer- und Schwellenträgern verbolzt, s. Fig. 20, und sind über die Hauptträger um soviel verlängert, als die Breite der beiderseitigen Bankette erfordert, während bei der zweiten Anordnung die Unterstützung der Bankette durch eine niedrige trapezförmige, im Querschnitt T-förmige Console gebildet und diese mit den äusseren Winkellappen der Langschwelen und mit den oberen Horizontalplatten der Gurtungen vernietet ist. In beiden Fällen ist die Brückenbahn durch je zwei Saumschwelen begrenzt, an welche zugleich die in Fig. 10, 11 und 24—28 im Einzelnen dargestellten eisernen Brüstungen angebolt sind. Die zwischen jenen Saumschwelen und den Fahrseilen liegenden Theile der Brückenbahn sind durch abgewässerte — ihrer kleineren und grösseren Stützweite entsprechend schwächere und stärkere — Längsbohlen abgedeckt. Die Lagerung der Hauptträger ergibt sich aus Fig. 9, während die Einzelheiten der Lagerplatten in Fig. 12 bis 15 dargestellt sind.

#### Taf. V. Fachwerkbrücken mit doppelter Stabreihe.

Die in Fig. 1—29 dargestellte schiefe, zweigeleisige Brücke der Bergisch-Märkischen Bahn<sup>1)</sup> überführt die untere Ruhrthalbahn bei Kettwig über die Ruhr mittelst zweier Oeffnungen von je 63,9 m Stützweite. Jeder ihrer beiden Hauptträger besitzt eine Höhe von 7,65 m zwischen den Gurtungs-Schwerlinien und 19 Felder von je 3,3 m Weite in der Mitte und von 2,9 m an einem Ende. Die Querschnitte der beiden Gurten sind U-förmig und nehmen zwischen ihren beiden lothrechten, je 58,75 cm von einander entfernten Schenkeln die im Querschnitt I-förmigen Verticalen und die beiden, zum Anschluss der doppelten, aus Flacheisen bestehenden Diagonalen dienenden Knotenbleche auf.

Die oberen Gurten, s. Fig. 7 u. 13, bestehen aus je 6 Winkeleisen mit nach aussen gekehrten Schenkeln auf jeder Seite, welche durch zwei verticale, oben und unten durch zwei horizontale Lagen von Gitterstäben verbundene und — der erforderlichen Zunahme des Querschnitts entsprechend — auf den beiden Innenseiten allmählich durch 1 bis 2, erst unterbrochene, dann durchlaufende Lagen lothrechter Flacheisen verstärkt werden. Die Anordnung des Gitterwerks nach dem einfachen Systeme des gleichschenkeligen

Dreiecks in den verticalen Lagen ergibt sich aus Fig. 3, 4 u. 5, nach dem doppelten Systeme des gleichschenkeligen Dreiecks in der horizontalen oberen und unteren Lage aus Fig. 9. Die Stösse der Winkeleisen, welche gegeneinander versetzt sind, aber stets auf die erwähnten Knotenbleche treffen, sind theils durch diese, theils durch flache Laschen gedeckt, welche zwischen und auf deren Horizontalschenkel genietet sind. Die unteren Gurten, s. Fig. 7, 15 u. 22, bestehen aus je zwei durchlaufenden Stehblechen und je zwei bis vier Winkeleisen, welche — den zunehmenden Anspruchnahmen entsprechend — erst durch Gitterwerk, dann durch 1 bis 4 volle Lagen Flacheisen, s. Fig. 10, mit versetzten Stossfugen verstärkt sind. Die zum Anschlusse der Verticalen und Diagonalen dienenden Knotenbleche des oberen Gurtes sind auf dessen beiden Seiten einfach und zwischen dessen Winkel- und Flacheisen eingeschaltet, diejenigen des unteren Gurtes sind auf dessen beiden Seiten doppelt und zu beiden Seiten der beiden Stehbleche angeietet.

Die Verticalen, s. Fig. 7 u. 21, bestehen aus je acht lothrechten Winkeleisen, wovon je zwei — oben gerade, unten verkröpft — an die äusseren, je zwei — oben und unten verkröpft — an die inneren Seiten der oberen und unteren Knotenbleche angeietet und die vier inneren Winkeleisen mittelst einer durchlaufenden, vollen Platte verbunden sind. Nur die Endverticalen haben, zur Vermeidung seitlicher Durchbiegungen, statt der vollen Blechplatten Gitterwerk erhalten, s. Fig. 6. Die aus Flacheisen — mit von der Mitte nach den Auflagern hin zunehmender Breite — bestehenden Diagonalen sind an die beiden einfachen Knotenbleche des Obergurtes mittelst doppelter Laschen und paralleltrapezförmig vertheilter Niete indirect und zwischen den beiden doppelten Knotenblechen des Untergurtes mittelst ähnlich vertheilter Niete direct angeschossen.

Der an die obere Gurtung angeschlossene Horizontalverband besteht aus T-förmigen Diagonalen, welche abwechselnd oben und unten an rechteckige, auf die obere Gurtung genietete Hilfsbleche, s. Fig. 17 u. 18, angeschossen und an ihren Kreuzungsstellen mittels Futterblechen vernietet sind, während die Querträger der Brückenbahn deren Querstäbe ersetzen.

Der zweite, an der unteren Gurtung angebrachte Horizontalverband hat besondere, im Querschnitt I-förmige Querstäbe — deren Stehbleche zwischen die Winkeleisen der Verticalen gesteckt und deren Winkeleisen mit denselben durch Verkröpfung, s. Fig. 22, verbunden sind — sowie gleichfalls T-förmige Diagonalen erhalten, welche abwechselnd oben und unten an rechteckige, auf die Winkelschenkel der unteren Gurtung genietete Hilfsbleche genietet sind. Zur Verstärkung der Querverbände über dem End- und dem Zwischenpfeiler, s. Fig. 6 und 13—16, sind ähnliche steife Querstäbe sowohl oben als unten angebracht und mittelst besonderer rechteckiger, die Endverticalen durchsetzender Hilfsbleche, an welche zugleich die kreuzförmigen — aus je vier Winkeleisen bestehenden, an ihren Kreuzungspunkten durch rechteckige Verticalaschen verbundenen — Diagonalen genietet sind, angeschossen.

Die obliegende, zweigeleisige Brückenbahn besteht aus durchgehenden, I-förmig profilirten, beiderseits in dreieckige Consolen endigenden Querträgern, welche direct auf die obere Gurtung genietet sind, und je vier, gleichfalls I-förmig profilirten, mittels lothrechter, oben und unten verkröpfter Winkeleisen mit den ersteren verbundenen Langträgern, welche je drei Schienenstähle für die Fahrseilen aufnehmen. Unter diesen Stählen sind dieselben durch je drei umgekehrt I-förmige Stäbe, welche zugleich kurze Querswellen mit einem Längsbohlenbelag aufnehmen, verbunden und überdies beiderseits durch verticale Winkeleisen ausgesteift. Die zwischen den gebrochenen Querträgern über dem Zwischenpfeiler und den ersten normalen Querträgern über den festen Auflagern eingebauten Langträger haben den in Fig. 35 bis 39 dargestellten Anschluss erhalten, wodurch die erforderliche Verschiebung von 6,5 cm der Fahrbahn bei Tem-

1) Bearbeitet nach dem von der Kgl. Eisenbahn-Direction in Elberfeld zur Verfügung gestellten antichen Materiale.

peraturwechsel möglich ist. Die Brüstung der Brückenbahn, s. Fig. 3 und 6, besteht aus schmiedeisernen Pfosten — welche an den mittels durchlaufender Winkeleisen verbundenen, consolenartigen Enden der Querträger an besondere Unterlagplatten von unten angeschraubt und durch kurze schmiedeiserner, unten zwischen die Winkeleisen der Querträger genietete Streben versteift werden — aus einer oben angenieteten, einfachen Handschiene und zwei doppelten Flachschiene, zwischen welche schmiedeiserner Diagonale genietet sind. Die wegen Längenveränderung der Hauptträger bei Temperaturwechsel erforderliche Geländer-Expansion, welche in den Figuren 30 bis 34 speciell dargestellt ist, correspondirt mit der oben erwähnten Fahrbahn-Expansion und ist, wie diese, auf eine Verschiebung von 6,5 cm eingerichtet.

Die festen Kipplager der Hauptträger bestehen aus der in Fig. 23 u. 24 dargestellten Vertheilungs- und Grundplatte, welche durch je vier Steinbolzen mit den zwei Unterlagsquadern verankert ist, und der in Fig. 3 u. 6 dargestellten, unter die Enden der unteren Gurtung geschraubten Pfanne, während die in Fig. 3, 6 und 26—29 dargestellten beweglichen Kipplager der Hauptträger eine ebene, gusseiserne Grundplatte besitzen, worauf das in Fig. 26—29 dargestellte Pendelsystem mit zweifachem Rahmen wälzt und das dem festen ähnlich construirte Kipplager aufnimmt.

II. *Statische Berechnung.* Der statischen Berechnung sind zu Grunde gelegt eine Stützweite der Hauptträger  $l = 62,236$  m und ein Abstand ihrer Gurtungsschwerlinien  $h = \frac{1}{8} = 7,532$  m, eine directe Belastung durch Locomotiven von 6000, 18000 und 6000 kg Druck der aufeinanderfolgenden Achsen mit je 1,412 m Radstand und eine gleichförmig vertheilte Aequivalentbelastung des m Geleise von 3982 kg. Der Abstand der Hauptträger von Mitte zu Mitte beträgt 5,064 m, die normale Feldweite je 3,295 m.

1. Die Langträger, welche je 300 kg wiegen und die Fahrschienen mittels vier Unterlagplatten direct unterstützen, deren mittlere Entfernung also  $\frac{3,295}{4} = 0,824$  m beträgt, werden in diesen Fahrschienenanlagern durch den Oberbau (Fahrschiene mit Befestigungsmitteln, Querschwellen und Längsbohlen) mit je 150 kg, also einschliesslich Eigengewicht mit  $150 + \frac{300}{4} = 225$  kg ständig belastet. Die ungünstigste Laststellung ergibt sich, wenn die Triebachse über einem der beiden mittleren Schienenlager steht, s. Textfig. 215.

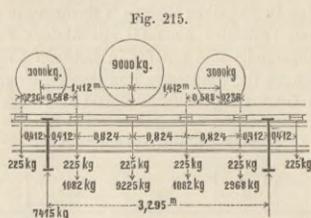


Fig. 215.

In diesem Fall ergibt sich unter Hinweis auf die Figur der linke Auflagerdruck

$$A = 1082 \cdot \frac{7}{8} + 9225 \cdot \frac{5}{8} + 1082 \cdot \frac{3}{8} + 2368 \cdot \frac{1}{8} = 7414 \text{ kg,}$$

mithin das grösste Angriffsmoment

$$^a M_{\max} = 7415 (412 + 824) = 827337 \text{ cmkg.}$$

Die Höhe der Langträger misst 47,1 cm, die Entfernung der Schwerlinien beider Gurten 42,7 cm, also wird bei einer grössten Anspruchnahme des qcm Walzeisen von 600 kg die nutzbare Querschnittsfläche einer Gurtung von

$$\frac{827337}{42,7 \cdot 600} = 32,3 \text{ qcm}$$

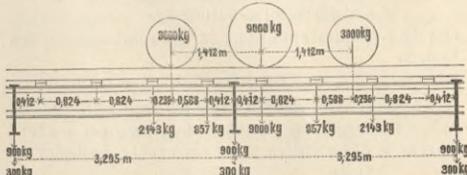
erfordert. Wird die letztere aus zwei Winkeleisen von je  $7,8 \times 7,8 \times 1,3$  cm Stärke und dem von ihnen eingeschlossenen Streifen des 1 cm starken Stehblechs gebildet, so beträgt — nach Abzug der je 2 cm weiten Nietlöcher — deren Querschnitt

$$2(7,8 + 6,5 - 2 \cdot 2) 1,3 + (7,8 - 2) 1 = 32,58 \text{ qcm,}$$

welcher mithin genügt.

2. Die Querträger, welche 600 kg wiegen und eine Stützweite von 5,064 m besitzen, erfahren also in jedem ihrer Stützpunkte einen ständige Auflagerdruck von  $4 \cdot 225 + \frac{600}{2} = 1200$  kg. Die ungünstigste Laststellung ergibt sich, wenn die Triebachsen zweier Locomotiven über den äussersten Schienenlagern stehen, s. Textfig. 216.

Fig. 216.



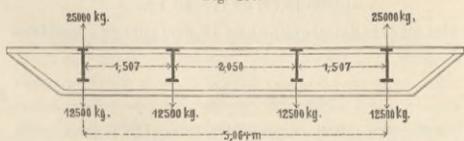
Die grösste Belastung in jedem Anschlusse je zweier Langträger beträgt alsdann

$$1200 + (9000 + 857) \cdot \frac{7}{8} + (2143 + 857) \cdot \frac{5}{8} + 2143 \cdot \frac{3}{8} = 12500 \text{ kg,}$$

also, mit Bezug auf Textfig. 217, das grösste Angriffsmoment

$$^a M_{\max} = 12500 \cdot 150,7 = 1883750 \text{ cmkg.}$$

Fig. 217.



Die Höhe der Querträger misst 78,5 cm, die Entfernung der Schwerlinien beider Gurten 71,6 cm, also werden bei derselben grössten Anspruchnahme des qcm als nutzbare Querschnittsfläche einer Gurtung

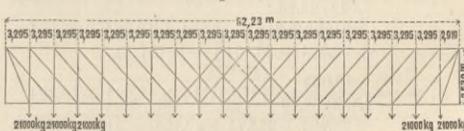
$$\frac{1883750}{71,6 \cdot 600} = 43,8 \text{ qcm}$$

erfordert. Wird die letztere aus zwei Winkeleisen von  $9,2 \times 9,2 \times 1,5$  cm Stärke und dem von ihnen eingeschlossenen Streifen des 1 cm starken Stehblechs gebildet, so beträgt — nach Abzug der je 2 cm weiten Nietlöcher — deren nutzbarer Querschnitt

$$2(9,2 + 7,7 - 2 \cdot 2) 1,5 + (9,2 - 2) 1 = 45,9 \text{ qcm,}$$

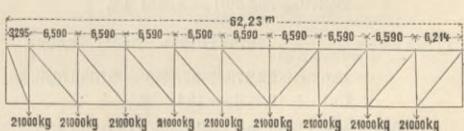
welcher also genügt.

Fig. 218.



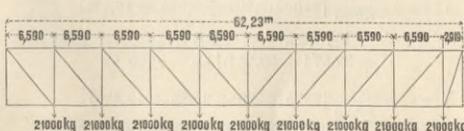
3. Die Hauptträger. a) Die Gurten. Das Eigengewicht des m der Hauptträger beträgt 2390 kg, diese sind also bei voller Belastung in jedem Knoten mit  $3 \cdot 296 (2390 + 3982) = 21000$  kg beschwert, s. Textfig. 218. Mit

Fig. 219.



Bezug auf Textfig. 219 und 220 ergibt sich daher nach

Fig. 220.



Gleichung (177) die grösste Spannung des Obergurtes z. B. im vierten Felde des ersten Systemes

$$X_1^I = -\frac{21000}{7,532 \cdot 62,23} [(3,295 + 9,885 + 16,475) 39,164 + (6,214 + 12,804 + 19,394 + 25,984 + 32,574 + 39,164) 23,065] = 192700 \text{ kg}$$

und des zweiten Systemes

$$X_1^{II} = -\frac{21000}{7,532 \cdot 62,23} [(6,59 + 13,18 + 19,77) 35,869 + (2,919 + 9,509 + 16,099 + 22,689 + 29,279 + 35,869) 26,36] = 201000 \text{ kg,}$$

also die Gesamtspannung in dem zusammengesetzten Systeme

$$X_1 = X_1^I + X_1^{II} = -(192700 + 201000) = -393700 \text{ kg.}$$

Analog ergibt sich mit Bezug auf Textfig. 219 und 220 nach Gleichung (178) die grösste Spannung des Untergurtes z. B. im vierten Felde des ersten Systemes

$$Z_1^I = \frac{21000}{7,532 \cdot 62,23} [(3,295 + 9,885 + 16,475) 45,754 + (6,214 + 12,804 + 19,394 + 25,984 + 32,574 + 39,164) 16,475] = 161300 \text{ kg}$$

und des zweiten Systemes

$$Z_1^{II} = \frac{21000}{7,532 \cdot 62,23} [(6,59 + 13,18 + 19,77) 42,459 + (2,919 + 9,509 + 16,099 + 22,689 + 29,279 + 35,869) 19,77] = 178300 \text{ kg,}$$

also die Gesamtspannung in dem zusammengesetzten Systeme

$$Z_1 = Z_1^I + Z_1^{II} = 161300 + 178300 = 339600 \text{ kg.}$$

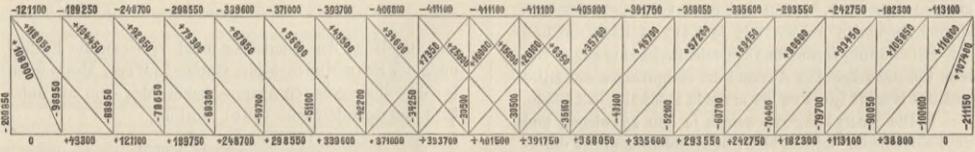
Werden in ähnlicher Weise die Spannungen der beiden Gurte im ersten, im zweiten und im zusammengesetzten System auch für alle übrigen Felder berechnet und zusammengestellt, so ergibt sich nachstehende

Tabelle der Gurt-Spannungen.

Nr. des Feldes	X <sup>I</sup>	X <sup>II</sup>	X	Z <sup>I</sup>	Z <sup>II</sup>	Z
1	43300	77800	121100	—	—	—
2	77800	111450	189250	—	43300	43300
3	111450	137250	248700	43300	77800	121100
4	137250	161300	298550	77800	111450	189250
5	161300	178300	339600	111450	137250	248700
6	178300	192700	371000	137250	161300	298550
7	192700	201000	393700	161300	178300	339600
8	201000	205800	406500	178300	192700	371000
9	205800	205300	411000	192700	201000	393700
10	205300	205800	411000	201000	200500	401500
11	205800	205300	411000	200500	191250	391750
12	205300	200500	405800	191250	176800	368050
13	200500	191250	391750	176800	158800	335600
14	191250	176800	368050	158800	134750	293550
15	176800	158800	335600	134750	108000	242750
16	158800	134750	293550	108000	74300	182300
17	134750	108000	242750	74300	38800	113100
18	108000	74300	182300	38800	—	—
19	74300	38800	113100	—	—	—

Werden nun die Gesamtspannungen X und Z in den einzelnen 19 Halbfeldern zusammengestellt, so vertheilen sich dieselben auf die in Textfig. 221 angegebene Weise.

Fig. 221.



b) Die Stäbe. Die Länge der Diagonalen ergibt sich aus der Feldweite  $\lambda = 6,59 \text{ m}$  und Trägerhöhe  $h = 7,532 \text{ m}$  zu  $d = \sqrt{6,59^2 + 7,532^2} = 10,033 \text{ m}$ , mithin erhält man aus Gleichung (183) die Grenzspannungen der Diagonale z. B. im vierten Felde des ersten Systemes

$$Y_4^I \text{ max} = \frac{10,033}{7,532 \cdot 62,23} [-7875(3,295 + 9,885 + 16,475) + 21000(6,214 + 12,804 + 19,394 + 25,984 + 32,574 + 39,164)] = 56181 \text{ kg,}$$

$$Y_4^I \text{ min} = \frac{10,033}{7,532 \cdot 62,23} [7875(6,214 + 12,804 + 19,394 + 25,984 + 32,574 + 39,164) - 21000(3,295 + 9,885 + 16,475)] = 9615 \text{ kg}$$

und im vierten Felde des zweiten Systemes

$$Y_4^{II} \text{ max} = \frac{10,033}{7,532 \cdot 62,23} [-7875(6,59 + 13,18 + 19,77) + 21000(2,919 + 9,509 + 16,099 + 22,629 + 29,279 + 35,869)] = 45631 \text{ kg,}$$

$$Y_4^{II} \text{ min} = \frac{10,033}{7,532 \cdot 62,23} [7875(2,919 + 9,509 + 16,099 + 22,629 + 29,279 + 35,869) - 21000(6,59 + 13,18 + 19,77)] = 1841 \text{ kg.}$$

Analog ergeben sich aus Gleichung (184) die Grenzspannungen der Verticalen im vierten Felde des ersten Systemes

$$V_4^I \text{ max} = \frac{1}{62,23} [21000(3,295 + 9,885 + 16,475) - 7875(6,214 + 12,804 + 19,394 + 25,984 + 32,574 + 39,164)] = -7220 \text{ kg}$$

$$V_4^I \text{ min} = \frac{1}{62,23} [7875(3,295 + 9,885 + 16,475) - 21000(6,214 + 12,804 + 19,394 + 25,984 + 32,574 + 39,164)] = -42187 \text{ kg}$$

und im vierten Felde des zweiten Systemes

$$V_4^{II} \text{ max} = \frac{1}{62,23} [21000(6,59 + 13,18 + 19,77) - 7875(2,919 + 9,509 + 16,099 + 22,689 + 29,279 + 35,869)] = -1382,4 \text{ kg,}$$

$$V_4^{II} \text{ min} = \frac{1}{62,23} [7875(6,59 + 13,18 + 19,77) - 21000(2,919 + 9,509 + 16,099 + 22,689 + 29,279 + 35,869)] = -34264 \text{ kg.}$$

Werden in derselben Weise die Spannungen der Diagonalen und Verticalen auch für alle übrigen Felder berechnet, abgerundet und nur die in Betracht kommenden Zugspannungen der Diagonalen und Druckspannungen der Verticalen zusammengestellt, so ergibt sich nachstehende

Tabelle der Stab-Spannungen.

Nr. des Feldes	Y <sup>I</sup> max	Y <sup>II</sup> max	V <sup>I</sup> min	V <sup>II</sup> min
1	108000	118050	—	98950
2	104450	92050	—	78650
3	79300	67850	—	59700
4	56200	45600	—	42200
5	34600	25000	—	30500
6	15900	35700	—	35150
7	46700	57200	—	52100
8	69150	80900	—	70400
9	93450	105850	—	90050
10	116800	107400	—	100575

Für die Anfangsverticalen des I. und II. Systems ergeben sich bezw. die Druckspannungen  $V_0^I = -109430 \text{ kg}$  und  $V_0^{II} = -99420 \text{ kg}$ , durch deren Vereinigung zu einer Anfangsverticale eine Gesamtdruckspannung  $V_0 = -208850 \text{ kg}$  entsteht. Nach vorstehender Tabelle erfahren die Endverticalen die Druckspannungen  $V_{19}^I = -100575 \text{ kg}$  und  $V_{19}^{II} = -110575 \text{ kg}$ , durch deren Vereinigung eine Gesamtdruckspannung  $V_{19} = -211150 \text{ kg}$  entsteht. Werden alle vorstehenden Stabspannungen Y und V in Textfig. 221 eingetragen, so ergibt sich das vollständige Spannungsschema des zusammengesetzten Trägers.

4. Die Horizontal-Querverbände. a) Der obere Horizontalverband. Nimmt man an, dass die vom Winde getroffene Fläche eines aus Wagen bestehenden Eisenbahnzuges die durchschnittliche Höhe von 6,278 m besitzt und dass der Winddruck auf den qm 100 kg beträgt, so erhält man die Belastung eines Knotens des Windverbandes zu  $3,295 \cdot 6,278 \cdot 100 = \text{rd. } 2100 \text{ kg}$ . Bei einem Abstände der Hauptträger von 4,294 m und einer Feldweite von 3,295 m ergibt sich die Länge einer Diagonale

$$d = \sqrt{4,294^2 + 3,295^2} = 5,412 \text{ m.}$$

Fig. 222.



Mit Bezug auf Textfig. 222 und Gleichung (183) beträgt alsdann die grösste Zugspannung z. B. der 6ten Diagonale

$$Y_n^{\max} = \frac{5,412 \cdot 2100}{4,294 \cdot 6,223} [-5 \cdot 3,295 + 13(6 \cdot 3,205 + 2,919)] = 10443 \text{ kg.}$$

Lässt man eine Anspruchnahme des qcm von 730 kg zu, so erhält man einen nutzbaren Querschnitt dieser Diagonale von

$$F = \frac{10443}{730} = 14,3 \text{ qcm.}$$

Werden in derselben Weise die nutzbaren Querschnitte auch der Diagonalen Nr. 1–8 und 13–19 berechnet, so erhält man für Diagonale

Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	
F =	32,13	28,58	24,95	21,40	17,77	14,30	10,59	7,04	qcm

Nr.	13	14	15	16	17	18	19	
F =	7,38	10,94	14,56	18,12	21,74	25,30	28,92	qcm

Die Druckspannung, welche durch diese Diagonalen auf die Untergurte der Querträger als Transversalen übertragen wird, vermindert deren Zugspannung, während die vom Winddruck hervorgerufene Druckspannung, um welche sich die früher berechnete Druckspannung des Obergurtes vermehrt, der letzteren gegenüber ausser Acht bleiben kann.

b) Der untere Horizontalverband. Nimmt man an, dass die vom Winde getroffene Fläche eine Höhe von 1,569 m hat, die Belastung eines Knotens also nur  $3,295 \cdot 1,569 \cdot 200 = \text{rd. } 525 \text{ kg}$  oder  $1/4$  von derjenigen des oberen Windverbandes beträgt, so folgt, dass die nutzbaren Querschnitte der Diagonalen schon hinreichen, wenn sie nur  $1/4$  der entsprechenden, oben berechneten Querschnitte betragen. Die zwischen die Untergurten eingeschalteten 0,314 m hohen Transversalen sind ausreichend stark, um die durch den Winddruck entstehenden, zu den Untergurten normalen Spannungen aufzunehmen.

5. Der Vertical-Querverband. Der in den oberen Endpunkten der beiden Endverticalen wirkende Winddruck beträgt, mit Bezug auf Textfig. 222 links,  $18800 + 2100 = 20900 \text{ kg}$  und rechts  $19000 + 2100 = 21100 \text{ kg}$ . Um denselben durch die gekreuzten Diagonalen, welche sich in einem Rechtecke von der Breite  $\sqrt{2,919^2 + 4,294^2} = 5,192 \text{ m}$  und von der Höhe 7,532 m befinden, auf die Auflager übertragen zu können, muss jede derselben die Spannung

$$Y = \frac{21100 \sqrt{5,192^2 + 7,532^2}}{4,294} = 44600 \text{ kg}$$

aufnehmen können.

Der nutzbare Querschnitt dieser Diagonalen beträgt hiernach  $\frac{44600}{730} = 61 \text{ qcm}$ . Dieselben bestehen aus je

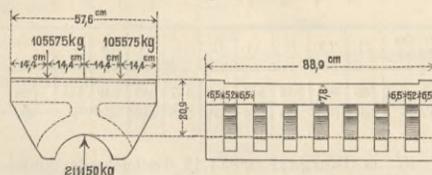
4 Winkelseisen von  $7,8 \times 7,8 \times 1,3 \text{ cm}$  Stärke, welche durch 2 cm starke Niete verbunden sind. Ihr nutzbarer Gesamtquerschnitt beträgt daher  $4(7,8 + 6,5 - 2)1,3 = 63,96 \text{ qcm}$ , welcher also genügt.

6. Die Lager. a) Lagerplatte. Der grösste Auflagerdruck beträgt nach dem Früheren

$$A = 190145 + 21000 = 211150 \text{ kg.}$$

Die Sammelplatte besitzt die Breite von 67,6 cm der Endverticale, s. Textfig. 223 u. 224. Wird jene Last als gleichförmig verteilt angenommen, so wirkt auf jeder Seite die Last  $\frac{A}{2} = 105575 \text{ kg}$  und es ergibt sich, mit Bezug auf die linke Figur, für die Mitte das Angriffsmoment  $^aM = 105575 \cdot 14,4 = 1520280 \text{ cmkg.}$

Fig. 223.



Die gusseiserne Platte besitzt eine nutzbare Breite von 902,3 cm, daher ergibt sich, wenn die Stärke der oberen Platte zwischen deren 9 Rippen von je 6,5 cm Breite nicht berücksichtigt und die zulässige Anspruchnahme des qcm Material zu 402 kg angenommen wird, deren Höhe in der Mitte

$$h = \sqrt{\frac{1520280 \cdot 6}{8 \cdot 6,5 \cdot 402}} = 20,9 \text{ cm.}$$

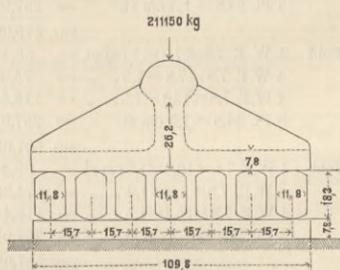
b) Pendellager. Die Pendel der beweglichen Lager sind aus Gussstahl hergestellt und können einen Druck auf den qcm Horizontalprojection von 22 kg aufnehmen. Da der Durchmesser der Pendel je 18,3 cm beträgt, so wurden

$$n = \frac{211150}{22 \cdot 78,5 \cdot 18,3} = 7 \text{ Stück}$$

erforderlich, s. Textfig. 224. Das Angriffsmoment der Verteilungsplatte am beweglichen Auflager beträgt daher mit Bezug auf die Figur

$$^aM = \frac{211150}{7} (15,7 + 31,4 + 47,1) = 2841476 \text{ cmkg,}$$

Fig. 224.



woraus sich die Höhe in deren Mitte

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot 2841476}{8 \cdot 6,5 \cdot 402}} = \text{rd. } 26,2 \text{ cm}$$

ergibt. Die Pendel drücken auf eine Grundfläche von  $78,5 \times 109,8 = 8619,3 \text{ qcm}$ , mithin auf den qcm mit  $\frac{211150}{86193} = \text{rd. } 25 \text{ kg}$ , belasten also das Quadermauerwerk noch nicht übermässig.

### III. Anordnung der Querschnitte.

1. Hauptträger. a) Gurtungen. Werden die früher erhaltenen Spannungen X und Z der Gurten durch die zulässige Spannung k dividirt, so erhält man deren erforderliche nutzbare Querschnittsfläche

$$F^x = \frac{X}{k} \text{ und } F^z = \frac{Z}{k}$$

Wird hierin  $k = 730 \text{ kg}$  für den qcm gesetzt, so erhält man z. B. für das vierte obere und für das vierte untere Gurtstück bezw.

$$F = \frac{298550}{730} = 409 \text{ qcm und } F^z = \frac{77800}{730} = 259 \text{ qcm.}$$

Werden alle übrigen Querschnitte ähnlich berechnet, so erhält man nachstehende

Tabelle der nutzbaren Gurtquerschnitte.

Nr. des Feldes	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
$F^x =$	166	259	340	409	465	508	539	557	563	563	qcm
$F^z =$	—	59	166	259	340	409	465	508	539	550	"

Nr. des Feldes	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
$F^x =$	563	553	536	504	459	402	332	249	155	qcm
$F^z =$	537	500	459	402	332	249	155	53	—	"

a) Der Obergurt enthält 12 durchgehende Winkel-eisen (W.E.) von theilweise verschiedener Stärke und — soweit nötig — verticale, zur lothrechten Gurtachse sym-metrische Platten (Pl.), welche mit den ersten so ver-nietet sind, dass ein Abzug der Nietlöcher nicht erforder-lich ist. Hiernach wurden folgende nutzbare Querschnitte ausgeführt:

1. u. 19. Feld.	12 W.E. $7,8 \times 7,8 \times 1 \text{ cm st.}$	zus. 175,2 qcm
2. u. 18. Feld.	8 W.E. $7,8 \times 7,8 \times 1 \text{ " "}$	" = 116,80 "
	4 W.E. $7,8 \times 7,8 \times 1,2 \text{ " "}$	" = 69,12 "
	4 Pl. $15,7 \times 1,5 \text{ cm st.}$	" = 81,64 "
		zus. 267,56 qcm
3. u. 17. Feld.	4 W.E. $7,8 \times 7,8 \times 1 \text{ cm st.}$	" = 58,40 "
	4 W.E. $7,8 \times 7,8 \times 1,2 \text{ " "}$	" = 69,12 "
	4 W.E. $7,8 \times 7,8 \times 1,3 \text{ " "}$	" = 88,40 "
	4 Pl. $24,8 \times 1,3 \text{ cm st.}$	" = 128,69 "
		zus. 344,53 qcm
4. u. 16. Feld.	18 W.E. und 4 Pl. wie vorher	" = 344,83 "
	4 Pl. $15,7 \times 1,3 \text{ cm st.}$	" = 81,64 "
		zus. 426,52 qcm
5. u. 15. Feld.	4 W.E. $7,8 \times 7,8 \times 1 \text{ cm st.}$	" = 58,40 "
	4 W.E. $7,8 \times 7,8 \times 1,3 \text{ " "}$	" = 74,36 "
	4 W.E. $7,8 \times 10,5 \times 1,3 \text{ " "}$	" = 88,40 "
	8 Pl. $24,8 \times 1,3 \text{ cm st.}$	" = 257,92 "
		zus. 479,08 qcm
6. u. 14. Feld.	4 W.E. $7,8 \times 7,8 \times 1 \text{ cm st.}$	" = 58,40 "
	4 W.E. $7,8 \times 7,8 \times 1,3 \text{ " "}$	" = 74,36 "
	4 W.E. $7,8 \times 13,1 \times 1,5 \text{ " "}$	" = 116,40 "
	8 Pl. $24,8 \times 1,3 \text{ cm st.}$	" = 257,92 "
		zus. 507,08 qcm
7. u. 13. Feld.	4 W.E. $7,8 \times 10,5 \times 1,3 \text{ cm st.}$	" = 88,40 "
	4 W.E. $7,8 \times 7,8 \times 1,3 \text{ " "}$	" = 74,36 "
	4 W.E. $7,8 \times 10,1 \times 1,5 \text{ " "}$	" = 116,40 "
	8 Pl. $24,8 \times 1,3 \text{ cm st.}$	" = 257,92 "
		zus. 537,08 qcm
8. 9. 10. 11. u.	4 W.E. $7,8 \times 10,5 \times 1,3 \text{ cm st.}$	" = 88,40 "
12. Feld.	4 W.E. $7,8 \times 13,1 \times 1,2 \text{ " "}$	" = 101,92 "
	4 W.E. $7,8 \times 13,1 \times 1,5 \text{ " "}$	" = 116,40 "
	8 Pl. $24,8 \times 1,3 \text{ cm stark}$	" = 258,92 "
		zus. 564,64 qcm

Die Stöße der Flacheisen und Winkel-eisen werden durch die gleichzeitig zum Anschlusse der Diagonalen dienenden, je 2 cm starken Knotenbleche gedeckt. Nur in der Mitte der Gurtung ist eine besondere Lasche angeord-net. An jenen Knoten werden im ungünstigsten Falle 2 Flacheisen von  $24,8 \times 1,3 \text{ cm}$  und 2 Winkel-eisen-schenkel von je  $7,8 \times 1,5 \text{ cm}$  Stärke gleichzeitig gestossen. Der Quer-schnitt der zu verlassenden Gurttheile beträgt also  $2 \cdot 24,8 \times 1,3 + 2 \cdot 7,8 \times 1,5 = 87,88 \text{ qcm}$ , während der Querschnitt des Knotenblechs mindestens  $49,7 \cdot 2 = 99,4 \text{ qcm}$  beträgt.

Alle über die Verticalschenkel der Winkel-eisen vorstehenden Theile ihrer horizontalen Schenkel werden durch je 1,3 cm starke Laschen von der Breite des ganzen Schenkels gestossen. Für die je 1,5 cm starken Schenkel sind infolge dessen die je 1,3 cm starken Laschen ebenfalls ausreichend, da  $(13,1 - 1,5) \cdot 1,5 = 13,1 \cdot 1,3 = 17,4 \text{ qcm}$ . Die Vernietung an den Knoten ist überall mittels 2,6 cm starker Niete bewirkt. Die 24,8 cm breiten Flacheisen haben einen Querschnitt von  $24,8 \cdot 1,3 = 32,24 \text{ qcm}$  und werden durch je 9 Niete angeschlossen, welchen ein Querschnitt von  $\frac{9}{4} \cdot 3,14 \cdot 2,6^2 = 47,76 \text{ qcm}$  und ein Loch-

querschnitt von  $9 \cdot 2,6 \cdot 1,3 = 30,42 \text{ qcm}$  entspricht. Alle verticalen, je 7,8 cm breiten Winkel-schenkel werden durch je 3 Niete angeschlossen. Der zu verlassende Querschnitt beträgt höchstens  $3 \cdot 2,6 \cdot 9,5 = 11,7 \text{ qcm}$ , während der gesammte Nietquerschnitt  $\frac{3}{4} \cdot 3,14 \cdot 2,6^2 = 15,92 \text{ qcm}$  und der entsprechende Lochquerschnitt  $3 \cdot 2,6 \cdot 1,5 = 11,7 \text{ qcm}$  beträgt. Dieselbe Vernietung genügt auch noch für den überstehenden Theil der 10,5 cm breiten horizontalen Schenkel, da dieselbe einen Querschnitt von  $9,2 \cdot 1,3 = 11,96 \text{ qcm}$  besitzt. Dagegen wird der vorstehende Theil der 13,1 cm breiten Horizontalschenkel durch je 4 Niete angeschlossen. Der zu verlassende Querschnitt misst nämlich  $11,6 \cdot 1,5 = 17,4 \text{ qcm}$ , während der gesammte Nietquerschnitt  $\frac{4}{4} \cdot 3,14 \cdot 2,6^2 = 21,22 \text{ qcm}$  und der Loch-querschnitt  $2,6 \cdot 1,5 \cdot 4 = 15,6 \text{ qcm}$  beträgt.

β) Der Untergurt enthält 8 durchgehende Winkel-eisen (W.E.) und die erforderlichen Horizontalplatten (Pl.), welche durch 2 bis 2,6 cm starke Niete verbunden, bezw. verschwächt sind. Mit Berücksichtigung der Nietlöcher (N.) wurden folgende nutzbare Querschnitte ausgeführt.

1. u. 19. Feld.	8 W.E. $7,8 \times 7,8 \times 1 \text{ cm st. m.}$	
	16 N. v. 2 cm $\theta$ bleiben . . .	84,80 qcm
2. u. 18. Feld.	6 W.E. $7,8 \times 7,8 \times 1 \text{ cm st. ab}$	
	10 u. 2 N. v. bezw. 2 u. 2,6 cm $\theta$ bleiben . . . . .	62,40 "
	2 W.E. $10,5 \times 10,5 \times 1,6 \text{ cm st. ab}$	
	2 u. 2 N. v. bezw. 2 u. 2,6 cm $\theta$ bleiben . . . . .	47,36 "
		zus. 109,76 qcm
3. u. 17. Feld.	2 W.E. $9,2 \times 9,2 \times 1,3 \text{ cm st. m.}$	
	4 N. v. 2 cm $\theta$ bleiben . . .	34,06 "
	2 W.E. $7,8 \times 7,8 \times 1,0 \text{ cm st. m.}$	
	4 N. v. 2 cm $\theta$ bleiben . . .	21,20 "
	2 W.E. $10,5 \times 7,8 \times 1,6 \text{ cm st. m.}$	
	2 u. 2 N. v. bezw. 2 u. 2,6 cm $\theta$ bleiben . . . . .	38,72 "
	2 W.E. $7,8 \times 7,8 \times 1 \text{ cm st. m.}$	
	2 u. 2 N. v. bezw. 2 u. 2,6 cm $\theta$ bleiben . . . . .	20,00 "
	2 Pl. $27,5 \times 1,3 \text{ cm st. m.}$	
	v. 2,6 cm $\theta$ bleiben . . . . .	57,98 "
		zus. 171,96 qcm
4. u. 16. Feld.	4 W.E. $9,2 \times 9,2 \times 1,3 \text{ cm st. m.}$	
	8 N. v. 2 cm $\theta$ bleiben . . .	68,12 "
	2 W.E. $10,5 \times 7,8 \times 1,6 \text{ cm st. m.}$	
	2 u. 2 N. v. bezw. 2 u. 2,6 cm $\theta$ bleiben . . . . .	38,72 "
	2 W.E. $9,2 \times 9,2 \times 1,3 \text{ cm st. m.}$	
	2 u. 2 N. v. bezw. 2 u. 2,6 cm $\theta$ bleiben . . . . .	32,50 "
	4 Pl. $27,5 \times 1,3 \text{ cm st. m.}$	
	v. 2,6 cm $\theta$ bleiben . . . . .	115,96 "
		zus. 255,30 qcm
5. u. 15. Feld.	2 W.E. $10,5 \times 10,5 \times 1,6 \text{ cm st. m.}$	
	4 N. v. 2 cm $\theta$ bleiben . . .	49,28 "
	2 W.E. $9,2 \times 9,2 \times 1,3 \text{ cm st. m.}$	
	4 N. v. 2 cm $\theta$ bleiben . . .	34,06 "
	2 W.E. $10,5 \times 10,5 \times 1,6 \text{ cm st. m.}$	
	2 u. 2 N. v. bezw. 2 u. 2,6 cm $\theta$ bleiben . . . . .	47,36 "

5. u. 15. Feld.	2 W.E. 9,2 × 9,2 × 1,3 cm st. m. 2 u. 2 N. v. 2 u. 2,6 cm θ bleiben . . . . .	32,50 qem
	6 Pl. 27,5 × 1,3 cm st. m. 12 N. v. 2,6 cm θ bleiben . . .	173,94 "
	zus.	337,14 qem
6. u. 14. Feld.	2 W.E. 10,5 × 10,5 × 1,6 cm. st. m. 4 N. v. 2 cm θ bleiben	49,28 "
	2 W.E. 10,5 × 10,5 × 1,3 cm st. m. 4 N. v. 2 cm θ bleiben	40,82 "
	2 W.E. 10,5 × 10,5 × 1,6 cm st. m. 2 u. 2 N. v. 2 u. 2,6 cm θ bleiben . . . . .	47,36 "
	2 W.E. 10,5 × 10,5 × 1,3 cm st. m. 2 u. 2 N. v. 2 u. 2,6 cm θ bleiben . . . . .	39,26 "
	8 Pl. 26,2 × 1,3 cm st. m. 16 N. v. 2 cm θ bleiben . . .	218,40 "
	zus.	395,12 qem
7. u. 13. Feld.	8 W.E. m. N. wie beim 6. und 14. Feld . . . . .	176,72 "
	10 Pl. 27,5 × 1,3 cm st. m. 20 N. v. 2,6 cm θ bleiben . . .	289,90 "
	zus.	466,629 qem
8. u. 12. Feld.	4 W.E. 10,5 × 10,5 × 1,6 cm st. m. 8 N. v. 2 cm θ bleiben	98,56 "
	2 W.E. 10,5 × 10,5 × 1,6 cm st. m. 2 u. 2 N. v. 2 u. 2,6 cm θ bleiben . . . . .	47,36 "
	2 W.E. 13,1 × 13,1 × 1,6 cm st. m. 2 u. 2 N. v. 2 u. 2,6 cm θ bleiben . . . . .	64,00 "
	10 Pl. m. N. wie Feld 7 und 13 bleiben . . . . .	289,90 "
	zus.	499,82 qem
9. u. 11. Feld.	2 W.E. 13,1 × 13,1 × 1,6 cm st. m. 4 N. v. 2 cm θ bleiben	65,92 "
	2 W.E. 10,5 × 10,5 × 1,6 cm st. m. 4 N. v. 2 cm θ bleiben	49,28 "
	4 W.E. 13,1 × 13,1 × 1,6 cm st. m. 4 u. 4 N. v. 2 u. 2,6 cm θ bleiben . . . . .	128,00 "
	10 Pl. m. N. wie Feld 7 und 13 bleiben . . . . .	289,90 "
	zus.	533,10 qem
10. Feld.	4 W.E. 13,1 × 13,1 × 1,6 cm st. m. 8 N. v. 2 cm θ bleiben . . .	131,84 "
	4 W.E. 13,1 × 13,1 × 1,6 cm st. 4 u. 4 N. v. 2 u. 2,6 cm θ bleiben	128,00 "
	10 Pl. m. N. wie Feld 7 u. 13 bleiben . . . . .	289,90 "
	zus.	549,74 qem

Durch die Anschlussplatten der Diagonalen werden die Verticalschenkel der vier äusseren und der zwei inneren Winkel und durch die horizontalen Futterplatten in den Knoten die Horizontalschenkel aller vier inneren Winkelseisen in ihrer ganzen Breite verlascht. Mithin bleiben von den äusseren Winkelseisen die überstehenden Theile der horizontalen und von den mittleren, inneren die überstehenden Theile der verticalen Schenkel besonders zu verlaschen. Es genügen für die überstehenden Theile der Horizontalschenkel der äusseren Winkelseisen, wovon zwei zusammenliegende nie gleichzeitig gestossen werden, je 1,3 starke und für die überstehenden Theile der Verticalschenkel der mittleren Winkelseisen je 2,6 cm starke Laschen, wenn dieselben allgemein in der ganzen Breite der Winkelseisen, bei den 13,1 cm starken Winkelseisen jedoch in der Breite von 13,7 cm angeordnet werden, denn man erhält

$$\begin{aligned}
 [13,1 - (1,6 + 2)] 1,6 &= 15,20 \text{ qem und} \\
 (13,7 - 2) 1,3 &= 15,21 \text{ qem} \\
 [10,5 - (1,6 + 2)] 1,6 &= 11,04 \text{ qem und} \\
 (10,5 - 2) 1,3 &= 11,05 \text{ qem} \\
 [7,8 - (1,6 + 2)] 1,6 &= 6,72 \text{ qem und} \\
 (7,8 - 2) 1,3 &= 8,84 \text{ qem}
 \end{aligned}$$

Die Laschen der Flacheisen haben deren Querschnitt. Die Zahl der Niete ist überall so bemessen, dass der gesammte Nietquerschnitt dem zu verlaschenden oder anzuschliessenden Nutzquerschnitt mindestens gleich ist und dass der gesammte Lochquerschnitt nie bis zu 1095 kg Druck des qem beansprucht wird.

b) Die Stäbe. Werden die früher erhaltenen Spannungen Y und V der Diagonalen und Verticalen durch die zulässige Spannung k dividirt, so erhält man deren erforderliche nutzbare Querschnittsfläche

$$F^y = \frac{Y}{k} \text{ und } F^v = \frac{V}{k}.$$

Wird hierin für den qem k = 730 kg gesetzt, so erhält man für die 4. Diagonale links, die 15. Diagonale rechts und die 4. Verticalen bezw.

$$\begin{aligned}
 F_1^y &= \frac{92050}{730} = 126 \text{ qem, } F_r^y = \frac{93450}{730} = 128 \text{ qem} \\
 \text{und } F^v &= \frac{69300}{730} = 95 \text{ qem.}
 \end{aligned}$$

Werden alle übrigen Querschnitte ähnlich berechnet, so erhält man nachstehende

**Tabellen der Stabspannungen und nutzbaren Stabquerschnitte.**

1) Diagonale.

Nr. der Diagonale	1 u. 18	2 u. 17	3 u. 16	4 u. 15	5 u. 14	6 u. 13	
Y <sub>l</sub>	108000	118050	104450	92050	79300	67850	kg
Y <sub>r</sub>	107490	116800	105850	93450	80600	69150	"
F <sub>l</sub> <sup>y</sup>	148	161	143	126	109	93	qem
F <sub>r</sub> <sup>y</sup>	147	160	145	128	110	95	"

Nr. der Diagonale	7 u. 12	8 u. 11	9 u. 10	10 u. 9	11. 12. S. 7	
Y <sub>l</sub>	56000	45500	34600	25000	20250	kg
Y <sub>r</sub>	57200	46700	35700	26100	20250	"
F <sub>l</sub> <sup>y</sup>	76	62	47	34	28	qem
F <sub>r</sub> <sup>y</sup>	78	64	49	36	28	"

2) Verticale.

Nr. der Verticale	0	1	2	3	4	5	6	
V	208850	89950	88950	78650	69300	59700	51100	kg
F <sup>v</sup>	286	135	122	108	95	82	70	qem

Nr. der Verticale	7	8	9	10	11	12	13	
V	42200	34250	30500	30500	35150	43100	52100	kg
F <sup>v</sup>	58	47	42	42	48	59	71	qem

Nr. der Verticale	14	15	16	17	18	19	
V	60700	70400	79700	90050	100100	211150	kg
F <sup>v</sup>	83	96	109	123	137	289	qem

α) Die Diagonalen. Die Vertheilung der zweischnittigen Niete ist so bewirkt, dass die aus Flacheisen bestehenden Diagonalen nur durch je ein Nietloch von 2 cm θ geschwächt werden. Hiernach sind die Querschnitte der Diagonalen wie folgt gebildet:

1. u. 18. Diagonale.	2 Flacheisen 39,9 × 2 cm st. =	151,60 qem
2. u. 17. "	" dsgl.	42,2 × 2 " " = 160,80 "
3. u. 16. "	" dsgl.	38,6 × 2 " " = 146,40 "
4. u. 15. "	" dsgl.	34,6 × 2 " " = 130,40 "
5. u. 14. "	" dsgl.	30,1 × 2 " " = 112,40 "
6. u. 13. "	" dsgl.	26,2 × 2 " " = 96,80 "
7. u. 12. "	" dsgl.	22,2 × 2 " " = 80,80 "
8. u. 11. "	" dsgl.	18,3 × 2 " " = 65,20 "
9. u. 10. "	" dsgl.	14,4 × 2 " " = 49,60 "
10. u. 9. "	" dsgl.	11,1 × 2 " " = 36,40 "
11. u. 8. "	} dsgl.	9,2 × 2 " " = 28,80 "
12. u. 7. "		

β) Die Verticalen. Ihre Querschnitte sind aus Winkelisen (W.E.) und Flacheisen (F.E.) unter Annahme einer Verschwächung durch Nietlöcher (N.) von 2 cm θ wie folgt, gebildet.

0. u. 19. Verticale (Endverticale).	qcm
2 F.E. 57,5 × 1,3 cm st. m. 4 N.	= 139,10
1 F.E. 57,5 × 1,3 cm st. m. 2 N.	= 69,55
4 W.E. 7,8 × 7,8 × 1,3 cm st.	= 53,56
4 W.E. 6,5 × 6,5 × 1 cm st.	= 32,00
	zus. 294,21
1. u. 18. Verticale. 4 W.E. 13,1 × 13,1 × 1,6 cm st.	= 131,84
2. u. 17. " 4 " 13,1 × 13,1 × 1,5 " "	= 124,20
3. u. 16. " 4 " 13,1 × 13,1 × 1,3 " "	= 108,68
4. u. 15. " 4 " 10,5 × 10,5 × 1,6 " "	= 98,56
5. u. 14. " 4 " 10,5 × 10,5 × 1,3 " "	= 81,64
6. u. 13. " 4 " 9,2 × 9,2 × 1,3 " "	= 68,12
7. u. 12. " 4 " 7,8 × 7,8 × 1,5 " "	= 60,60
8. u. 11. " 4 " 7,8 × 7,8 × 1,1 " "	= 46,20
9. u. 10. " 4 " 7,8 × 7,8 × 1,0 " "	= 42,40

Das bei der Nietung der Gurte über den gesammten Niet- und Lochquerschnitt Gesagte gilt auch für sämtliche Stäbe.

2. Horizontalverband. Die Diagonalen sind aus je zwei Winkelisen oder einem T-Eisen gebildet und jede

derselben durch je zwei Nietlöcher geschwächt. Die Durchmesser der Niete sind zu 2 cm und nur bei den kleinsten T-Eisen zu 1,6 cm angenommen. Hiernach sind mit Bezug auf ihre früher berechneten, hier vorangestellten nutzbaren Querschnitte diese Diagonalen wie folgt angeordnet.

a) Oberer Horizontalverband.	qcm
32,13 qcm. 2 Winkelisen 7,8 × 7,8 × 1,3 cm st.	= 31,98
{ 28,58 } " 2 " 7,8 × 7,8 × 1,2 " "	= 29,76
{ 28,92 } " 2 " " " " " " "	
{ 24,95 } " 2 " 7,8 × 7,8 × 1 " "	= 25,20
{ 25,30 } " 2 " " " " " " "	
{ 21,40 } " 2 " 6,5 × 6,5 × 1,2 " "	= 23,52
{ 21,74 } " 2 " " " " " " "	
{ 17,77 } " 2 " 6,5 × 6,5 × 1 " "	= 20,00
{ 18,12 } " 2 " " " " " " "	
{ 14,22 } " 1 T-Eisen 12,4 × 1 × 7,5 × 1 " "	= 14,70
{ 14,56 } " 1 " " " " " " "	
{ 10,59 } " 1 " " " " " " "	= 14,70
{ 10,94 } " 1 " " " " " " "	
{ 7,04 } " 1 " 8,2 × 1 × 3,9 × 1,2 " "	= 7,50
{ 7,38 } " 1 " " " " " " "	

b) Unterer Horizontalverband.	
8,14 qcm. 1 T-Eisen 12,4 × 1 × 7,5 × 1 cm st.	= 14,7
{ 7,18 } " 1 " 8,2 × 1 × 3,9 × 1,2 " "	= 7,5
{ 7,25 } " 1 " " " " " " "	

## V. Gewichts- und Kostenberechnung.

### 1. Generelle Gewichts- und Kostenberechnung.

Zu approximativen Kostenberechnungen, wie sie für General-Kostenanschläge ausreichen, lassen sich nach den jeweiligen Umständen bei

a) Eisenbahnbrücken die Gleichungen 115 bis 119, sowie die genaueren Angaben der Gewichtstabellen 1, 2, 3 auf Seite 20,

b) Strassenbrücken die Gleichungen 120 bis 122 benutzen.

Nimmt man die Kosten der Eisentheile einer Parallelbalkenbrücke mit Einschluss ihrer Aufstellung, welche gegenwärtig je nach dem Stande der Eisenpreise und Arbeitslöhne und, je nachdem die Einrüstung, die Montirung und der Transport zur Baustelle kostspieliger wird, zwischen 500 und 700 Mk. variiren, im Mittel zu a = 600 Mk. für die Tonne an, so erhält man nach Gleichung 115 die Kosten des Eisenwerkes einer Brückenöffnung für den m eines Geleises die Kosten

$$k = ap = a(c l + f) = 600(c l + f), \quad (369)$$

mithin der ganzen Ueberbrückung einer Öffnung die Gesamtkosten

$$K = a p l = a(c l^2 + f l) = 600(c l^2 + f l), \quad (370)$$

wozu noch der untergeordnete Betrag für die Guss-, Blei- und Holztheile zu rechnen ist. In die vorstehenden Gleichungen sind hierauf die jeder Brückengattung entsprechenden Werthe von c und f aus den Gleichungen 116 bis 119 und 121, 122 einzuführen.

Beispiele: Die Kosten des Eisenwerkes einer Öffnung einer eingeleisigen Eisenbahnbrücke mit l = 30 m Spannweite betragen für

a) schwerste Construction nach Gleichung (117) und (370)

$$K = 600(0,03 \cdot 30^2 + 0,4 \cdot 30) = 23400 \text{ Mk.},$$

b) leichteste Construction nach Gleichung (119) und (370)

$$K = 600(0,025 \cdot 30^2 + 0,375 \cdot 30) = 20250 \text{ Mk.},$$

daher für eine solche Brücke mittlerer Construction

$$K = \frac{23400 + 20250}{2} = 21825 \text{ Mk.}$$

Die Kosten des Eisenwerkes einer Öffnung betragen für eine 7,5 m breite Strassenbrücke von derselben Spannweite

a) mit Beschotterung nach Gleichung (121) und (370)

$$K = 600(0,042 \cdot 30^2 + 0,9 \cdot 30) = 38880 \text{ Mk.},$$

b) mit Bohlenbelag nach Gleichung (122) und (370)

$$K = 600(0,028 \cdot 30^2 + 0,6 \cdot 30) = 25920 \text{ Mk.}$$

Auf diese Weise lassen sich — zur bequemeren Aufstellung der Generalkostenanschläge von Eisenbahn- oder Strassen-Anlagen — für zunehmende Spannweiten von Brücken dieser Gattung Tabellen berechnen, woraus die denselben entsprechenden Kosten direct entnommen werden können. So ergeben sich annähernd die Kosten der Schmiedeeisenconstruction für

Spannweiten von m	Eingleisige Eisenbahnbrücken		Strassenbrücken mit	
	schwer	leicht	Beschotterung	eisener Bedienung
10	7 . a	6,25 . a	13,2 . a	8,8 . a
20	20 . a	17,50 . a	34,8 . a	23,2 . a
30	39 . a	33,75 . a	64,8 . a	43,2 . a
40	64 . a	55,00 . a	103,2 . a	68,8 . a
50	95 . a	81,25 . a	150,0 . a	100,0 . a
60	132 . a	112,50 . a	205,2 . a	136,8 . a
70	175 . a	148,75 . a	268,8 . a	179,2 . a
80	224 . a	190,00 . a	340,8 . a	227,2 . a
90	279 . a	236,25 . a	421,2 . a	280,8 . a
100	340 . a	287,50 . a	510,0 . a	340,0 . a

worin für a die zur Zeit üblichen Kosten derartiger Eisenconstructionen für die Tonne zu setzen sind.

### 2. Spezielle Gewichts- und Kostenberechnung.

Spezielle Kostenberechnungen, wie sie der Vergebung und Ausführung einer Brücke vorausgehen müssen, erfordern detaillirte Massen- und Gewichts-Berechnungen. Dieselben müssen — getrennt — die Gewichte des erforderlichen Schmiedeeisens, Gusseisens und Bleies sowie den kubischen Inhalt des Holzwerkes enthalten, welche Ansätze — mit den zur Zeit gültigen Preiseinheiten dieser Materialien multiplicirt — die Gesamtkosten des Ueberbaues ergeben. Meist werden auf Grund jener Gewichte und kubischen Inhalte diese Preiseinheiten durch Submission mit den Unternehmern besonders festgestellt und hieraus die zu zahlenden Gesamtkosten bestimmt.

Als Beispiel der speziellen Inhalts- und Gewichts-Berechnung einer unter IV. statisch berechneten Eisenbahnfachwerkbrücke diene die









## VI. Vergebung und Ausführung.

### 1. Vergebung der Arbeiten.

Die Vergebung der zur Herstellung von Brücken mit gegliederten Parallelträgern erforderlichen Arbeiten erfolgt auf Grund der gefertigten Projecte und aufgestellten Kostenberechnungen meist an Eisenbauanstalten — als Bauunternehmer — und wird, besonders bei einer grösseren Zahl von Bauobjecten, an bestimmte Submissions- und Contracts-Bedingungen geknüpft.

#### a) Die Submissions-Bedingungen.

Diese Bedingungen erstrecken sich auf die Modalitäten der Submission, indem sie das Nähere über die Fassung, den Ablieferungstermin und die Eröffnung der Offerten, sowie über die Verbindlichkeiten des Submittenten während des Submissionsverfahrens vorschreiben und die Vorbehalte bezeichnen, welche die Bauverwaltung hinsichtlich der Wahl, der Ablehnung und des Zuschlages der eingegangenen Submissionen macht.

#### b) Die Contracts-Bedingungen.

Sie sind theils allgemeine und beziehen sich dann auf die zwischen der Bauverwaltung und dem Bauunternehmer bestehenden Rechtsverhältnisse, theils besondere und beziehen sich auf das bei der technischen Ausführung zu beobachtende Verfahren.

##### a) Die allgemeinen (generellen) Contracts-Bedingungen.

Dieselben enthalten Vereinbarungen über den Beginn, die Vollendung und die Beaufsichtigung der Arbeiten, über etwaige Conventionalstrafen bei ungenügender Förderung derselben, über die Aufhebung des Vertrags bei gänzlicher oder theilweiser Nichterfüllung desselben, über die Abnahme bzw. Ablieferung der Arbeiten, über die seitens des Unternehmers zu übernehmende Garantie und zu leistende Caution, über die Zahlungsmodalitäten, über das bei etwa entstehenden Streitigkeiten einzuhaltende Verfahren, über die Bestreitung der bei dem gerichtlichen Vertragsabschlusse erwachsenden Stempelgebühren und über die Portokosten für die mit der Entreprise zusammenhängenden Probesendungen und Correspondenzen.

##### β) Die besonderen (speciellen) Contracts-Bedingungen.

Diese enthalten die besonderen Vorschriften über die Benutzung der Zeichnungen und die Beschreibung des Bauwerkes, über die Beschaffenheit und Controle des zu liefernden und zu verwendenden Materiales, über den Ersatz während und nach der Ausführung als mangelhaft erkannter Constructionstheile, über die mit den gelieferten Materialsorten vorzunehmende Prüfung, über die Aufstellung und Montirung der einzelnen Bautheile sowie über die Art und Grösse der Probelastung des vollendeten Bauwerkes, über die zur Conservirung des Materiales zu beschaffenden Schutzmittel und Methoden ihrer Anwendung, sowie über die Anordnung und Aufstellung der zur Ausführung der Bauwerke erforderlichen Gerüste, Werkzeuge und mechanischen Vorrichtungen.

### 2. Ausführung der Arbeiten.

Die Ausführung der Arbeiten erstreckt sich sowohl auf die Ueberwachung der Bauarbeiten, als auch auf die Herstellung der Bauwerke selbst und ist daher eine theils administrative, theils technische.

#### a) Die administrative Ausführung.

Wird bei Herstellung von eisernen Balkenbrücken mit parallelen Gurten und gegliederten Wandungen, wie in den meisten Fällen, einer Eisenbauanstalt zur Ausführung übergeben, so ist nur eine technische und finanzielle Ueber-

wachung der Bauarbeiten und der hiermit verbundenen Anordnungen erforderlich. Hierzu gehören insbesondere die Verfolgung der Fortschritte des Bauwerkes und die Ausstellung der Anweisungen auf entsprechende Abschlagszahlungen, sowie die Abnahme des Bauwerkes nach seiner Vollendung und die definitive Abrechnung sammt der Anweisung auf die Schlusszahlung.

Die persönliche Ueberwachung der Arbeiten besteht in der Besichtigung, Wägung und Prüfung des erforderlichen Rohmaterials, in der Controle der in der mechanischen Werkstätte zu bewirkenden Bearbeitung und Zusammensetzung der Constructionstheile, sowie in der Beaufsichtigung der auf der Baustelle zu bewirkenden Anstellung und Montirung: Alles nach Maassgabe der in dem Contract enthaltenen allgemeinen und besonderen Bedingungen.

#### a) Prüfung des zu verwendenden Eisens.

Das zu eisernen Balkenbrücken mit parallelen Gurten und gegliederten Wandungen vorzugsweise verwendete Schmiedeeisen ist entweder sehniges Eisen oder Feinkorneisen, während das hierzu angewandte Gusseisen das weichere — also leichter zu bearbeitende — graue Roheisen ist.

Sehniges Eisen muss im Querbruch eine hellgraue Farbe und sehr matten Glanz, im Längsbruch einen silberfarbig hellen Glanz und feinen glatten Faden, Feinkorneisen im frischen Bruch ein silberhell glänzendes, feines und gleichmässiges Korn besitzen. Graues Roheisen muss ein möglichst dichtes, gleichmässiges Gefüge zeigen, insbesondere frei von Blasen und Löchern sein.

Alle Walzeisensorten sollen glatte Oberfläche, scharfe Kanten und durchweg gleichen Querschnitt, also auch gleiches durchschnittliches Gewicht haben und weder infolge von Schwefelgehalt rothbrüchig, noch infolge von Phosphorgehalt kaltbrüchig sein. Man unterwirft das Eisen der kalten Probe, indem man auf das hohlgelegte Probestück hämmert, es gewaltsam biegt und durchlocht; der warmen Probe, indem man es erwärmt schmiedet, biegt, spaltet und locht, um zu erfahren, ob es Zähigkeit und gleichmässigen inneren Zusammenhang zeigt. Von besonderem Werth erscheint die Prüfung des Schmiedeeisens auf die von ihm zu leistende mechanische Arbeit, indem man dasselbe unter Anwendung geeigneter Prüfungsmaschinen auf die erforderliche Zug-, Druck-, Biegungs- und Scheerfestigkeit untersucht.

Die Prüfung der zu Lagern bestimmten Gussplatten erfolgt, indem man dieselben einem transversalen Druck aussetzt, welcher ihre definitive Ansprache mehr oder minder übertrifft und wobei dieselben eine bleibende Deformation nicht zeigen dürfen.

#### β) Controle der Arbeiten in der mechanischen Werkstätte.

Dieselbe erstreckt sich zunächst darauf, dass die zu den einzelnen Lang-, Quer- und Hauptträgern gehörigen Platten und Stäbe in den vorgeschriebenen Längen (also nicht zusammengeschweisst) verwendet, durch Pressen gerichtet, eventuell — wenn sie einem Zug ausgesetzt sind — gerecht, nach der gewählten Conservierungsmethode behandelt, nach den vorgeschriebenen Hauptmassen genau zusammengelegt, nach der auf der Zulage in natürlicher Grösse angefertigten Werkzeichnung abgelängt und zugeschnitten, sowie zum Zweck ihrer Verbindung durch Niete oder Bolzen gelocht oder gebohrt werden. Eine Gewähr für die richtige Form der Theile und für die genaue Lage der Niet- und Bolzenlöcher erhält man durch Vorreissen ihrer Begrenzungslinien und des Umfanges der Bohrlöcher auf dem Eisen, indem man jede Abweichung hiervon sofort erkennt. Ist die Herstellung dieser Löcher,

z. B. bei allen Stäben, durch Bohrung als die zweckmässiger vorgeschrieben, so darf dieselbe auf der etwas schneller fördernden, aber weniger exact arbeitenden und die Textur des Lochrandes angreifenden Lochmaschine nicht vorgenommen werden. Hierzu kommt die Aufsicht über die richtige Herstellung der Bindestücke, insbesondere der Niete und Bolzen, in Bezug sowohl auf die Verwendung des besten Holzkohleneisens, als auch auf das Innehalten der vorgeschriebenen Detailformen und Abmessungen.

#### 7) Controle der Aufstellung, Montirung und Probelastung.

Diese Controle erstreckt sich auf die in den vorgeschriebenen Abständen zu bewirkende Verlegung und Befestigung der erforderlichen Unterlagplatten, die der jeweiligen Temperatur entsprechende Aufstellung der Träger, sowie auf die exacte Zusammensetzung und solide Vernietung der einzelnen Theile in der zweckmässigsten Reihenfolge. Ein besonderes Augenmerk ist auf die Zuggurten und Zugsbänder, überhaupt auf diejenigen Theile zu richten, welche — um unter der Probelast schädliche Deformationen nicht zu veranlassen — vor ihrer Verwendung zu recken und mit Spannung einzusetzen sind. Ist die zur Prüfung der Construction vorgeschriebene ruhende und bewegte Belastung aufgebracht, so ist eine sorgfältige Messung nicht nur der totalen, sondern auch der bleibenden Einsenkungen erforderlich, um hieraus die unter ähnlichen Belastungen eintretenden elastischen Durchbiegungen ableiten zu können.

#### b. Technische Ausführung.

##### c) Behandlung der Eisentheile vor deren Zusammenlegung.

Zum Schutze der Eisentheile gegen Rosten werden dieselben gewöhnlich, um den auf ihrer Oberfläche haftenden Hammerschlag und Rost zu beseitigen, vor ihrer weiteren Verarbeitung mit starken Scheibsen oder durch Abbürsten mit geeigneten Drahtbürsten gereinigt und dann in ein Bad von verdünnter Salzsäure gebracht, wodurch die etwa noch vorhandenen feinen Rosttheilchen völlig entfernt werden. Um die überschüssige Säure zu binden, werden die Eisentheile hierauf in einen Trog mit Kalkmilch getaucht und dann mit kaltem Wasser abgespült. Endlich werden dieselben nach vorherigem Eintauchen in heisses Wasser von 80 bis 90° C. mit kaltem, durch die hohe Temperatur des Eisens rasch erhitztem Oel angestrichen, wodurch jede Spur von Feuchtigkeit entfernt und auf dem metallisch reinen Eisen eine sehr festhaftende Firnissschicht erzeugt wird, welche die Eisentheile vor, während und nach ihrer weiteren Bearbeitung und Montirung gegen Oxydation schützt.

Um die Eisenstücke sowohl richtig zusammenlegen und ablängen zu können, als auch nach Aufstellung der Hauptträger nachtheilige Einsenkungen derselben zu vermeiden, sind die einzelnen Eisen auf Platten mittelst Pressen zu richten und jedes auf Zug widerstehende Flach- oder Profilleisen mittelst einer Reckmaschine unter Prellung durch Hammerschläge bis zu einer Inanspruchnahme des qcm von 1400 kg zu spannen, worauf die Eisen elastischer und verdeckte Schweissfehler sichtbar werden.

##### β) Zusammenlegen, Ablängen, Zuschneiden und Bohren der Eisentheile.

Die Zusammenlegung der einzelnen Trägertheile ist in geräumigen, hinreichend erhaltenen Räumen meist auf starken, durch gleich hohe verstellbare Böcke unterstützten Bohlen<sup>1)</sup> zu bewirken, worauf die erforderlichen Hauptmaasse, Spannweite, Höhe, Entfernung der einzelnen

1) Da die Bohlen und Papierschalonen bei Temperaturwechsel sich nicht in derselben Weise ausdehnen, wie die zu bearbeitenden Eisentheile, so werden bei grösseren Brücken die erwähnten Blöcke durch Schienen oder durch mit Flacheisen beschlagene Balken abgedeckt, während an den beiden Längseiten des so gebildeten eisernen Zulagetisches eiserner genau eingetheilte Lineale angebracht werden, welche alle Längenveränderungen des zusammenliegenden Trägers mitmachen.

Anschlüsse mit Berücksichtigung der nöthigen Ueberhöhung von  $\frac{1}{1000}$  bis  $\frac{1}{1200}$  der Spannweite in ihrer Mitte aufgetragen werden. Mit Hilfe genauer, in natürlicher Grösse auf starkem, geleimtem Papier angefertigten Werkzeichnungen und geeigneter, innerhalb derselben angebrachten Ausschnitte werden die Begrenzungslinien der einzelnen Theile sowie die Mittelpunkte und Umfänge der Bohrlöcher auf der Oberfläche der Eisentheile vorgemerkt und hierauf das Ablängen und Zuschneiden mit Hilfe der Blechscheere oder des Meissels in kaltem oder mittelst der Kreissäge in glühendem Zustande bewirkt. Die Herstellung der Niet- und Bolzenlöcher erfolgt, mindestens bei schmalen Flacheisen, am besten mittelst Bohrung, welche bei kleineren Objecten durch Bohrrätschen von Hand oder durch feststehende, mittelst Dampf getriebene Bohrmaschinen stückweise, bei grösseren Objecten durch verstellbare, mechanisch getriebene Bohrer im zusammengelegten Zustande bewirkt wird. Die stückweise Bohrung erfordert eine sehr genaue Uebertragung der Zeichnung und Bearbeitung der Eisentheile, um die nöthige Deckung der zu einander gehörigen Niet- und Bolzenlöcher zu erhalten, während die Bohrung im zusammengelegten Zustande diese Deckung direct erreicht. Unter den Bohrern selbst sind, der grösseren Genauigkeit der Bohrung wegen, die Centrubohrer den Spitzbohrern vorzuziehen.

##### γ) Nieten und Zusammenschrauben.

Der Ueberbau von eisernen Balkenbrücken mit parallelen Gurten und gegliederten Wandungen wird bei kleineren Objecten ganz, bei grösseren Objecten in möglichst grossen Theilen auf der Eisenbauanstalt so zusammengesetzt, dass sie entweder im Ganzen oder in zwei Theilen aufgestellt und dann durch die Zwischenconstructions mittelst der erforderlichen Winkeleisen und Laschenbleche verbunden werden können. Bei Balkenbrücken von 10 bis 15 m Spannweite werden gewöhnlich die Hauptträger sowie die Quer- und Langträger in dem Werke fertiggestellt, während die verticalen und horizontalen Querverbände auf der Baustelle eingeschaltet werden. Wo ein Niet auf der Baustelle erforderlich wird, ist dasselbe mit Hilfe von Feldschmieden warm und in verhältnissmässig schweren Hämmern so rasch auszuführen, dass der fertige Niet noch eine schwache Glühfarbe zeigt. Vor dem Nietern müssen alle nicht genau aufeinander passende Löcher mittelst stählerner Reibahlen aufgerieben und scharfe, bei der Bohrung entstandene Gräte durch Reibahlen beseitigt werden.

Beim Zusammenschrauben einzelner Theile sind die Mutttern mit Hilfe geeigneter Schraubenschlüssel fest anzuziehen und zur Vermeidung eines Losewerdens eventuell mit Gegenmutttern oder Schraubensicherungen zu versehen. Zum Vergiessen der Steinschrauben ist Blei am geeignetsten, bedarf jedoch — da es sich beim Erkalten etwas zusammenzieht — um fest an die Wandungen des in den Quader gearbeiteten, nach unten erweiterten Schraubenlochs anzuschliessen, ein Verstemmen an seiner Oberfläche.

##### δ) Behandlung der Gussstücke.

Zu den gusseisernen Unterlagplatten der Träger ist graues Roheisen von möglichst gleichmässiger Beschaffenheit zu verwenden und deren Modell genau nach der vorgeschriebenen Form mit Rücksicht auf das Schwinden des Eisens beim Erkalten, welches  $\frac{1}{80}$  bis  $\frac{1}{95}$ , im Mittel  $\frac{1}{97}$  beträgt, auszuführen. Um einen recht homogenen Guss zu erhalten, sind die Gussstücke weder in zu grosser, noch in zu geringer Stärke mit möglichst glatten Oberflächen anzuordnen und, um ein ungleichmässiges Zusammenziehen einzelner Theile des Gussstücks zu vermeiden, die letzteren in möglichst gleicher Stärke herzustellen.

##### e) Aufstellung und Montirung.

Die Aufstellung und Montirung der Parallelbalkenbrücken erfolgt auf Brücken-Baustellen mit zuverlässiger Flusssohle und bei wenigen Brückenöffnungen meist mittelst fester, auf Baustellen mit unzuverlässiger Flusssohle

und bei zahlreichen Brückenöffnungen bisweilen mittelst beweglicher Gerüste, auf Baustellen mit schwierig oder nicht zugänglichem Terrain oder mit Wasserlauf ohne Gerüste und in allen diesen Fällen unter Verwendung der zum Ausladen, Aufziehen, Transportieren und Versetzen erforderlichen Krähengerüste, Vernetzswagen, Krähnen, Winden und Flaschenzüge.

#### A. Die festen Gerüste.

Die festen Gerüste sind theils stehende, welche vorzugsweise in allen denjenigen Brückenöffnungen angewandt werden, welche weder für Schifffahrt, noch für einen starken, während der Aufstellung zu gewärtigenden Eisgang oder Landverkehr offen zu halten sind, theils gesprengte, welche in Brückenöffnungen Anwendung finden, welche zu den genannten Zwecken entweder ganz oder theilweise frei bleiben müssen. Wo von mehreren Öffnungen nur eine oder zwei für die Schifffahrt offen zu halten sind, werden nur diese mittelst gesprengter, die übrigen mittelst stehender Gerüste überbrückt. In allen Fällen erhalten die festen Gerüste bei geringerer Höhe der Hauptträger je einen, bei grösserer Höhe derselben zur Montirung der beiden Gurtungen und zur Einschaltung der Stäbe je zwei Rüstböden, längs welcher sich die Krähengerüste oder Vernetzswagen verschieben lassen.

##### a) Die stehenden Gerüste.

Die Rüstböden der stehenden Gerüste werden theils aus einfachen oder verdübelten Balken, mit oder ohne Verstärkung durch Gurthölzer d. h. als Balkengerüste, theils aus Balken mit Streben ohne oder mit Einschaltung von Spannriegeln d. h. als stehende Sprengwerk-Gerüste, theils aus interimistischen, nöthigenfalls durch einige Streben unterstützten Fachwerkträgern d. h. als Fachwerk-Gerüste construiert.

a) Die stehenden Balkengerüste erfordern die relativ am dichtesten stehenden und schwächsten, oft nur aus einer Reihe eingerammter Ständer bestehenden Joche, welche eventuell durch Vorpfähle oder Eisbrecher einzeln zu schützen sind. Die Jochständer werden bei geringen Höhen aus durchgehenden Stämmen hergestellt, bei grösseren Höhen vorsichtig aufgefropft, nach der Breite der Brücke durch einfache oder doppelte Holme und einfache oder gekreuzte Diagonalstreben verbunden und abgesteift, nach deren Länge meist mit starken, zur Unterstützung des Rüstbodens dienenden Kopfbändern versehen. Der Rüstboden selbst besteht aus den über jene Holme gelegten, direct oder indirect auf den Ständern ruhenden Längsbalken, welche eine hinreichende Anzahl von Querschwellen mit Bohlenbelag aufnehmen.

Der bei höheren Brückenträgern erforderliche zweite Rüstboden wird — unter Belassung der für den Eisenbau erforderlichen Zwischenräume — mittelst eingeschalteter Ständer entweder direct auf den unteren Rüstboden oder indirect über den Knoten der fertig montirten unteren Gurtung aufgebaut und jenem unteren Rüstboden ähnlich construiert. Um hierbei möglichst viel Raum für die Montirung zu erübrigen, werden nur zwei Ständer oder nur zwei Ständerpaare angebracht und oben durch starke, mittelst Hängewerk oder Fachwerk unterstützte Querträger verbunden.

Zur Herstellung einfacher oder doppelter Transportbahnen springt der untere Rüstboden beiderseits etwas vor, während zugleich von diesem Vorsprung aus die Ständer, welche den oberen Rüstboden tragen, verstrebt sind. Das Aufwinden und Versetzen der Eisentheile erfolgt meist mittelst galgenförmiger Vernetzswagen, welche auf einem Geleise des unteren und des oberen Rüstbodens mittelst Rad und Getriebe parallel zur Brückenachse bewegt werden können und mittelst doppelter, mit Getrieben versehener, an die Wagenständer befestigter Haspel, Seile und Haken ein Aufwinden, eine Seitenbewegung und ein Abwinden der einzelnen Montirungsstücke gestatten.

β) Die stehenden Sprengwerk-Gerüste unter-

scheiden sich von den vorhergehenden durch einen grösseren Abstand ihrer Joche, welcher eine kräftigere Construction ihrer Ständer und Unterstützung der Längsbalken — wenigstens des unteren Rüstbodens — erfordert. Die Ständer werden entweder aus einzelnen stärkeren Pfählen oder zweitheilig hergestellt, indem man für jeden Ständer zwei Pfähle einrammt, dieselben in ein kurzes Holmstück einzapft und hierauf einen Pfosten mit je zwei unten durch doppelte Holzlaschen und Schrauben verbundene Streben verzapft. Zwischen die Köpfe dieser Streben werden Spannriegel eingeschaltet, welche mit den Längsbalken des unteren Rüstbodens verdübelt werden. Die zur Unterstützung des oberen Rüstbodens dienenden Ständer erhalten meist geringere und gewöhnlich solche Abstände, dass sie über den unteren Ständern und über den beiden Enden jener Spannriegel stehen, wobei mithin auf je ein Feld unten je drei Felder oben kommen. Nur bei sehr hohen Hauptträgern, deren Stäbe eine Längsverbinding in deren Mitten erfordern, wird noch ein dritter, leichterer Rüstboden zwischen die beiden ersten eingeschaltet. Die Construction der Rüstböden und deren Joche sowie der Transportbahnen und Vernetzswagen ist derjenigen der stehenden Gerüste ähnlich, wobei die letzteren entweder auf die volle Breite der Brücke oder nur auf die Breite je eines Trägers berechnet sind.

γ) Die stehenden Fachwerk-Gerüste unterscheiden sich von den vorhergehenden durch den relativ grösseren Abstand ihrer Joche, welcher eine noch kräftigere Construction der letzteren und einen Rüstboden auf hölzernen oder eisernen Fachwerkträgern erfordert. Die Joche werden hierbei zweitheilig angeordnet und je nach ihren Abständen aus zwei bis vier parallelen Pfahlreihen gebildet, welche in kurze Holmstücke eingezapft werden, worauf die zur Aufnahme der Fachwerkträger bestimmten Ständer und Streben ruhen. Der obere und eventuell dritte, mittlere Rüstboden und deren Unterstützungen sowie die Transportbahnen und Vernetzswagen erhalten denjenigen der zuvor beschriebenen Gerüste verwandte Constructionen, bei welchen nur die Zahl der ein Joch bildenden Ständer eine der vermehrten Belastung entsprechend grössere wird.

##### b) Die gesprengten Gerüste.

Die gesprengten Gerüste, welche auf möglichst enge Öffnungen beschränkt werden, übersetzen je nach der Breite der Schiffe und der Frequenz der Schifffahrt die ganze oder nur einen Theil der Brückenöffnung und werden als auf Jochen ruhende Sprengwerke mit mehr oder minder zahlreichen Streben construiert, welche bei geringeren Spannweiten zwei oder mehrtheilige verdübelte Balken, bei grösseren Spannweiten Fachwerkträger aufnehmen.

a) Die gesprengten Gerüste mit verdübelten Balken unterscheiden sich hinsichtlich ihrer Anordnung von den stehenden Gerüsten mit Sprengwerken nur durch die grössere Zahl der Pfähle ihrer Grundjochs, ihrer Streben und Spannriegel, welche mit den darauf liegenden Längsbalken verdübelt werden. Um den Horizontaldruck der Streben wenigstens theilweise aufzuheben, werden die Joche meist soweit von den Pfeilern entfernt angelegt, dass dort eine nahezu symmetrische Anordnung der entgegengesetzt geneigten Streben möglich ist.

β) Die gesprengten Gerüste mit Fachwerkträgern weichen von den stehenden Gerüsten mit Fachwerkträgern nur hinsichtlich ihrer Spannweite und der dadurch bedingten kräftigeren Construction der Joche, Verstrebungen und Fachwerkträger ab. Die letzteren werden entweder für sich construiert und auf die mittelst Spannriegeln aus einander gehaltenen Streben gelegt oder mit einem Theile der Streben derart verbunden, dass deren obere Theile zugleich die Druckdiagonalen mehrerer Endfelder jener Fachwerkträger bilden.

#### B. Die beweglichen Gerüste.

Die beweglichen Gerüste erscheinen besonders da vorthellhaft, wo sich das Einrammen von Pfählen wegen der

schlechten Beschaffenheit der Flusssohle nicht oder nur schwer ausführen lässt und wo eine grössere Zahl gleicher, nicht zu grosser Oeffnungen zu überbrücken ist. Sie bestehen in der zur Unterstützung des Ueberbaues je einer Oeffnung nöthigen Zahl gekuppelter Pontons, welche — je nach der geringeren oder grösseren Höhe der Auflager über dem Wasserspiegel — zur Unterstützung des fertig montirten Ueberbaues entweder niedrigere (Flachgerüste) oder höhere Gerüste (Jochgerüste) aufnehmen und zwischen die Pfeiler eingefahren werden, worauf man den Ueberbau entweder durch Senkung der interimistischen Unterlagen des Ueberbaues oder durch Senken der Schiffe selbst mittelst der nöthigen Mehrbelastung durch Einpumpen von Wasser auf die Pfeiler niederlässt. Hierbei werden Träger von geringerer Länge senkrecht, Träger von grösserer Länge parallel zu den Achsen der Pontons gestellt, in welchem letzteren Falle das Einfahren zwischen die Pfeiler besondere Vorsicht erfordert.

a) Die auf Pontons ruhenden Flachgerüste.

Je nach der relativ geringeren, übrigens mit dem jeweiligen Wasserstande veränderlichen Höhendifferenz der Auflager und des Wasserspiegels werden diese Gerüste entweder nur aus einer Kreuzlage von Quer- und Längsschwellen oder aus mehreren derselben oder aus mehreren niedrigen, auf Querschwellen stehenden, unter sich verstreuten Böcken oder Fachwänden gebildet, welche auf den Schiffswandungen ruhen. Jedenfalls müssen beide Gerüste noch einen angemessenen, auch auf das während der Aufstellung voraussichtlich auftretende Steigen oder Fallen des Wassers berechneten Spielraum zwischen den Lagerflächen der Pfeiler und Träger erhalten. Ein lehrreiches Beispiel hierzu giebt die im Jahre 1867 bewirkte Aufstellung des festen Ueberbaues der in der Bremen-Oldenburger Bahn erbauten Brücke über die grosse Weser in Bremen.<sup>1)</sup>

b) Die auf Pontons ruhenden Jochgerüste.

Die entweder auf der Schiffsdecke oder auf dem Boden der beiden Pontons errichteten Jochgerüste bestehen aus einzelnen, gehörig versteiften und unter sich verbundenen Jochständern, welche die zur Breite der Brücke parallelen Längsbalken aufnehmen. Auf den letzteren ruhen die je zwei, aus mehreren Lagerhölzern bestehenden Unterlagen der Träger, durch deren allmähliche Beseitigung die letzteren — nachdem sie eingefahren und über ihre Auflagepfeiler gebracht worden sind — auf ihre Lager niedergelassen werden. Einzelne Träger der Donaubrücke bei Passau wurden mit Hilfe solcher auf den Böden gekuppelter Pontons stehender Jochgerüste aufgestellt.

C. Aufstellung ohne Gerüste.

Die Aufstellung von Brückenträgern ohne Gerüste wird dadurch bewirkt, dass die Brückenträger entweder in der Nähe der Baustelle fertig montirt und so an die zuvor fertig gestellte oder noch fertig zu stellende Lagerstelle gewalzt, oder zwischen den Pfeilern auf ihre Lager lothrecht gehoben, oder von einem Pfeiler aus mit Hilfe geeigneter Hängeseile und Streben allmählich montirt werden.

a) Aufstellung durch Einwalzen der montirten Träger.

Sind die meist continuirlichen oder aus provisorisch unter sich verbundenen Einzelträgern zusammengesetzten Brückenträger in möglichster Nähe der Brückenbaustelle und — wenn thunlich in derselben Höhenlage, welche sie nach der Aufstellung erhalten sollen — montirt, so werden sie auf Walzen mittelst geeigneter Drehvorrichtungen allmählich und so lange über die zu überbrückenden Oeffnungen und Pfeiler fortbewegt, bis das vorderste Ende das für es bestimmte Lager erreicht hat. Um die in den über den Oeffnungen freischwebenden Trägertheilen entstehenden „falschen“ Spannungen aufzuheben oder zu vermindern, verbindet man — besonders bei grösseren Spannweiten — die

freischwebenden Trägerenden mit einfachen Hängböcken, deren Ständer über dem nächsten Pfeiler stehen und deren Zugseile auf jenem Ständer gelagert und vorn an jenen freischwebenden Enden, hinten an dem aufruhenden Theile der Brückenträger befestigt sind. Um das Auflaufen der Brückenträger auf die einzelnen Pfeiler, also da zu erleichtern, wo sich deren Enden beim Einwalzen am meisten durchbiegen, setzt man an die letzteren einen unten schräg ansteigenden Schnabel, welcher zunächst den Pfeiler erreicht und bei fortgesetztem Einwalzen den Träger allmählich auf die erforderliche Höhe hebt. Um das Einwalzen überhaupt zu ermöglichen, muss der Untergurt eine ebene Unterfläche erhalten und gegen örtliche Durchbiegung geschützt, ferner muss der Druck auf die Walzen möglichst gleichförmig vertheilt werden. Die Aufstellung der Pfeiler wird bei geringerer Höhe derselben und wenn sie aus Mauerwerk bestehen, vor dem Einwalzen der Träger oder bei grösserer Höhe derselben und wenn sie aus Eisenfachwerk bestehen, mit Hilfe des vorgeschobenen Trägerendes derart bewirkt, dass man alle einzelnen zum Aufbau des Pfeilers dienenden Eisenstücke auf dem Ueberbau bis an dessen vorderes Ende transportirt und von da mittelst eines Kransens herablässt und montirt, worauf der fertig gestellte Pfeiler dem Träger eine neue Stütze gewährt, über welche er — ebenso wie über die vorhergehende — weiter gewalzt wird.

b) Aufstellung durch Montirung der Träger von den Pfeilern aus.

Besitzt die Brücke nur eine Oeffnung, also nur zwei Endpfeiler, so werden die Träger von beiden Pfeilern aus montirt, indem sie zunächst zwei Consolträger bilden, welche in der Mitte der Oeffnung zu einem Träger verbunden werden. Um jene Consolträger während der Montirung schwebend zu erhalten, muss — wie dies u. a. bei einer Brücke über den Kentucky geschehen ist — der währenddessen gezogene Obergurt mit dem Pfeilermauerwerk verankert, der währenddess gedrückte Untergurt mittelst starker Vorlagplatten gegen das Pfeilermauerwerk abgestützt werden.

Nach Aufstellung der Endpfosten werden die Gurtstücke und hiernach die Stäbe der einzelnen Felder eingezogen.

Ueberspannt die Brücke drei Oeffnungen, wovon die beiden Seitenöffnungen bereits überbrückt sind, so lassen sich — wie bei der in Schweden erbauten Dalbrücke — die Träger der mittleren Oeffnung während ihrer Montirung von den beiden Zwischenpfeilern aus durch provisorische Verbindung mit den Seitenträgern, welche eventuell noch mit Gegengewichten zu belasten sind, in der Schwebe halten. Sind die beiden Seitenöffnungen ebenfalls ohne Gerüste zu überbrücken, so muss von den beiden Zwischenpfeilern aus nach beiden Oeffnungen hin gleichzeitig und so montirt werden, dass die Trägergewichte sich immer möglichst ausgleichen, während die freischwebenden Trägerenden durch Hängböcke mit Zugseilen wirksam unterstützt werden können.

Die Träger, welche auf diese Weise continuirlich zusammengebaut werden, können gleichwohl nach ihrer Vollendung entweder über den Pfeilern, oder auch — wie bei einer Brücke über den Kentucky mit drei Oeffnungen von je 114 m Weite und Mittelträgern von 160 m — an denjenigen Stellen, wo freischwebende Stützpunkte angewendet werden sollen, wieder getrennt werden.

Um in allen zuvor bezeichneten Fällen die Verbindung der freischwebenden Trägerenden herzustellen, welche gewöhnlich weder in wagrechtem noch in lothrechtem Sinn sofort aneinanderpassen, muss die der erforderlichen Längenveränderung entsprechende Temperatur benutzt und die nöthige Hebung bzw. Senkung mittelst geeigneter, dem besonderen Falle angepasster Vorrichtungen bewirkt werden.

c) Aufstellung durch Hebung der montirten Träger.

Wo eine Montirung der Träger in der Höhe ihrer definitiven Lagerstelle nicht stattfinden kann, sind dieselben wenigstens in möglichster Nähe ihres Aufstellungsortes

1) Vgl. Ztschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. f. Hannover. Hannover 1869. S. 215 ff.

zu montiren. Von hier sind sie am vortheilhaftesten zwischen die Pfeiler zu schaffen, welche zu diesem und zu dem Zwecke der Hebung mit Schlitten mindestens von der Breite der Träger zu versehen sind. Die Hebung selbst erfolgt successive mittelst Krahnenschrauben oder Krahnen bei geringeren und mittelst hydraulischer Pressen bei bedeutenderen Gewichten, wobei die erwähnten Mauerschlitze so rasch ausgemauert werden, dass der Träger, sobald er auf die erforderliche Höhe gehoben ist, möglichst bald auf sein definitives Lager niedergelassen werden kann. Sind die Pfeiler dagegen bereits fertig aufgeführt, so montirt man die Träger bis auf ihre Endfelder, windet sie zwischen

den Pfeilern hinauf und setzt dort erst die Endfelder mit den Unterlagplatten an, wonach man die Träger auf ihre Lager niederlässt. Durch Einschaltung von Zwischenfeldern zwischen die entsprechend gebauten Einzelträger lassen sich auf diese Weise selbst continuirliche Träger über den Pfeilern herstellen, wie dies u. a. bei Aufstellung der Britannia-Brücke über die Menai-Strasse bei Bangor<sup>1)</sup> geschehen ist.

1) Vgl. Clark, E., The Britannia and Conway Tubular-Bridges. London 1850, und Fairbairn, W., An account of the construction of the Britannia and Conway Tubular-Bridges. London 1849.

## VII. Prüfung und Unterhaltung.

### 1) Prüfung der gegliederten Parallelbalkenbrücken.

Für die Sicherheit des Betriebes ist nicht nur eine einmalige erste Untersuchung ihrer Tragfähigkeit, sondern auch eine periodische Prüfung derselben erforderlich. Dieselbe schliesst sich vortheilhaft dem vom Verbands deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine aufgestellten Schema<sup>1)</sup> behufs Einführung regelmässig zu wiederholender Messungen der Durchbiegungen eiserner Brücken und Aufschreiben dieser Ergebnisse an.<sup>2)</sup>

#### a) Erste Prüfung.

Bevor eine Brücke dem Verkehr übergeben wird, ist eine Prüfung derselben sowohl durch ruhende, als auch, wo beim Betriebe z. B. mit Eisenbahnzügen starke Erschütterungen veranlasst werden, durch bewegte Probelastungen erforderlich, um theils etwaige Fehler der Ausführung entdecken und verbessern, theils die Tragfähigkeit und vollkommene Elasticität des eisernen Ueberbaues darthun zu können.

Diese Belastungen, welche entweder für jeden besonderen Fall oder allgemein vorgeschrieben werden, müssen zur Prüfung der Gurten und Wandungen bezw. volle und einseitige Belastungen sein. Bei den hierbei zu beobachtenden Durchbiegungen der Träger sind die nach erfolgter Entlastung wieder verschwindenden elastischen von den hiernach zurückgebliebenen dauernden zu unterscheiden. Die unter einem schnell fahrenden Zuge beobachteten Durchbiegungen der Träger sind wegen der hinzutretenden bedeutenderen Erschütterungen stets grösser als unter der gleichen, aber ruhenden Belastung.

Bezeichnet  $l$  die Stützweite eines an beiden Enden frei aufliegenden Trägers,  $e+v$  die grösste Gesamtbelastung seiner Längeneinheit,  $t$  das auf die neutrale Achse des Trägers bezogene Trägheitsmoment seines Querschnittes und  $E$  den Elasticitätsmodul des Materiales, so ist nach der Theorie des elastischen Balkens bekanntlich die grösste Durchbiegung des gleichförmig und voll belasteten Trägers in seiner Mitte

$$y = \frac{5}{384} \cdot \frac{e+v}{E} \cdot \frac{l^4}{t} \quad (371)$$

Nennt man  $k$  die zulässige Spannung des Materials innerhalb der Elasticitätsgrenzen und  $h$  die Höhe des Trägers, so ist wegen  $\frac{(e+v)l^2}{8} = 2k \frac{t}{h}$ , das Trägheitsmoment  $t = \frac{h(e+v)l^2}{16k}$  und, wenn dieser Werth in Gleichung (371) eingeführt wird, nach gehöriger Vereinfachung die grösste

zulässige Durchbiegung

$$y = \frac{5}{24} \cdot \frac{k}{E} \cdot \frac{l^3}{h} \quad (372)$$

Nimmt man die innerhalb der Elasticitätsgrenze verbleibende zulässige Ausdehnung  $\frac{K}{E}$  der Längeneinheit des Eisens zu  $\frac{1}{2500}$  an, so erhält man

$$y = \frac{1}{12000} \cdot \frac{l^3}{h} \quad (373)$$

Setzt man hierin noch  $h = \frac{l}{10}$ , so ergibt sich das zulässige Pfeilverhältnis der Durchbiegung

$$\frac{y}{l} = \frac{1}{1200} \quad (374)$$

Unter den vorher gemachten Voraussetzungen darf man also in der Praxis eine Brücke mit gegliederten Parallelträgern als hinreichend tragfähig betrachten, wenn sie bei der ersten und bei jeder periodischen Prüfung eine totale

Durchbiegung von rund  $\frac{1}{1200}$  ihrer Stützweite nicht überschreitet, wovon etwa  $\frac{1}{5000}$  der Stützweite auf eine

bleibende, also  $\frac{1}{1600}$  der Stützweite auf die elastische Durchbiegung der Träger zu rechnen sind.

Diese Durchbiegungen sind möglichst genau durch Messung oder Nivellement zu erheben und in das Prüfungsprotokoll einzutragen, wobei die nach der Entlastung verschwindenden elastischen und die hiernach nicht verschwindenden, bleibenden Durchbiegungen besonders zu beobachten sind. Die Messung einer Durchbiegung wird durch feingetheilte — an festen von der Bewegung der Brücke unabhängigen, an mehreren Punkten, mindestens in der Mitte jeder Brückenöffnung, errichteten Gestellen angebrachte — Maassstäbe; das Nivellement durch genaue an dem Ufer aufgestellte Instrumente in Verbindung mit feingetheilten Nivelirrlatten bewirkt, welche an alle die auf Durchbiegung zu untersuchenden Stellen der Brückenträger befestigt werden. Eine genauere, freilich kostspieligere Prüfungsmethode besteht in der Anwendung spitzer, auf festen — von der Bewegung der Brücke unabhängigen — Gestellen angebrachter Metallstifte, welche während der Belastungsversuche durch Federn gegen polirte, an dem Brückenträger befestigte Metallplatten gedrückt werden, worauf alle in die letzteren eingeritzten Linien sämmtliche, durch die Belastungen und Erschütterungen eingetretenen Bewegungen der Brücke in natürlicher Grösse graphisch darstellen.

Um jene festen Gestelle zu umgehen und gleichwohl eine directe Messung der Durchbiegung von Brückenträgern vornehmen zu können, kann man sich des neuerdings von Fränkel construirten, dem Mechaniker Oskar Leuner in

1) Vgl. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1880. S. 15.

2) Vgl. Protokoll der 10. Abgeordneten-Versammlung zu Danzig. Nr. 16 der Tagesordnung. Deutsche Bztg. Jahrg. 1881. S. 417.

Dresden patentirten Durchbiegungszeichners<sup>1)</sup>, eines an die zu untersuchende Stelle des Brückenträgers zu schraubenden Apparates, bedienen, bei welchem ein gusseisernes, etwa 5 kg schweres, auf das Flussbett niedergelassenes Gewicht durch einen in constanter Spannung erhaltenen Draht mit einem Stahlbändchen in Verbindung steht, welches sich bei einer Hebung oder Senkung des Brückenträgers um eine Scheibe wickelt und dadurch einen Schreibstiftschlitten in Bewegung setzt, dessen Schreibstift auf einen Papierstreifen ein Durchbiegungs-Diagramm mit der Uebersetzung von 2:1 beschreibt.

Diese Messungen der Durchbiegungen von Brückenträgern lassen indessen nur Schlüsse auf deren Gesamtverhalten, nicht aber auf das Verhalten ihrer einzelnen Bestandtheile zu. Insbesondere würden bei einer das zulässige Maass überschreitenden Durchbiegung eines Fachwerkträgers diejenigen Theile desselben nicht zu erkennen sein, welche die theilweise oder vielleicht einzige Ursache jener unzulässigen Durchbiegung sind. Aus diesem Grunde sind bei Probelastungen von Fachwerkbrücken ausser den Messungen der Durchbiegungen auch die directen Messungen der Längenänderungen einzelner Trägertheile zu empfehlen. Solche directe Messungen der Anspruchnahmen einzelner Trägertheile ermöglicht der von Fränkel construirte, dem Mechaniker Oscar Leuner in Dresden patentirte, sogenannte Dehnungszeichner, welcher an den zu prüfenden Brückentheil angeschraubt wird und so construirt ist, dass er während der Probelastung mittelst eines Bleistiftes auf einem durch ein Uhrwerk getriebenen, sich allmählich abwickelnden Papierstreifen Diagramme beschreibt, deren Abscissen den Zeiten, deren Ordinaten den stark vergrösserten Längenänderungen jenes Trägertheiles entsprechen. Der Apparat giebt Dehnungsdifferenzen von 0,003 mm, welche bei einer Stablänge von 1 m einer Spannungsdifferenz des qmm von 6 kg entsprechen, mit Sicherheit an. Die Apparate, deren bei einer Brückenprüfung gleichzeitig mehrere angewandt werden können, sind für verschiedene Vergrösserungsverhältnisse der durch Zugkräfte hervorgerufenen Verlängerungen und der durch Druckkräfte hervorgerufenen Verkürzungen eingerichtet und betragen bei dem Apparat 1, 2 und 3 bzw. 1:165, 1:153 und 1:141.<sup>2)</sup> Die bereits angestellte Prüfung<sup>3)</sup> einer Fachwerkbrücke in der schmalspurigen Secundärbahn Hainsberg-Schmiedeberg hat sich sowohl auf die Ermittlung der Spannungen ihrer Hauptträger, insbesondere ihrer Gurten und Stäbe, als auch auf deren Querträger und Schwellenträger bezogen. Diese Versuche bestätigen die Thatsache, dass die unter sich verbundenen Constructionstheile von Brücken sich gegenseitig mehr oder minder bedeutend beeinflussen, je nachdem die Art ihrer Verbindung und ihre Belastungsweise eine andere ist. Es folgt insbesondere, dass diejenigen Gurten der Hauptträger, bei welchen ein Horizontalverband fehlt, also die Querversteifung eine vollkommene nicht ist, ausser ihrer Längsspannung noch eine Biegungsspannung erleiden, welche theils von dem Seitendrucke des Windes, theils von der Durchbiegung der Querträger bei ihrer Belastung herrührt. Diese Biegungsspannung wird um so grösser, je weniger die Hauptträger seitlich ausgesteift sind, und je grösser jene Durchbiegung der Querträger ist, wird daher um so mehr vermindert, je näher man die Hauptträger legt, je kräftiger man deren verticalen Querverband und je höher und stärker man die Querträger anordnet. Ferner erfahren Schwellenträger ausser einer verticalen Durchbiegung noch eine seitliche — von der durch die Belastung herrührenden Durchbiegung der Querschwellen erzeugte — Ausbiegung

welche um so grösser ist, je weiter unter übrigens gleichen Umständen die Fahrschienen von den Schwellenträgern entfernt sind, und welche wegfällt, wenn die Fahrschienen unmittelbar über den Langträgern liegen. Auch die Querträger erleiden ausser ihrer verticalen Durchbiegung noch eine seitliche, von der durch die Belastung herrührenden Durchbiegung der Schwellenträger erzeugte Ausbiegung, welche um so grösser wird, je länger, also je mehr die Schwellenträger belastet werden und je weniger die Querträger seitlich ausgesteift sind. Eine zweite seitliche Ausbiegung erfahren die Querträger bei verticaler Durchbiegung der Hauptträger, indem ihre Enden dieser Bewegung folgen, ihre mittleren Theile dagegen nicht, und zwar nimmt dieselbe die in Fig. 225 oder 226 dargestellte Gestalt an, wenn die Querträger bzw. an den unteren oder an den oberen Theil der Hauptträger angeschlossen sind. Während die erstgenannte seitliche Ausbiegung der Querträger um so geringer wird, je näher man diese legt und je kürzer man die Langträger annimmt, fällt die zuletzt erwähnte seitliche Ausbiegung ganz weg, sobald man die Querträger an den mittleren — die neutrale Achse enthaltenden — Theil der Hauptträger anschliesst.

Fig. 225.

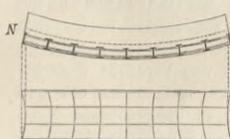
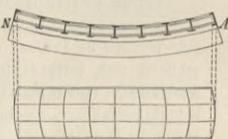


Fig. 226.



Indem die mit dem Dehnungszeichner angestellten Prüfungen der einzelnen Brückenträger auch die „secundären“ Spannungen derselben anzeigen, geben sie zugleich Fingerzeige über diejenige Anordnung der Brücke im Allgemeinen und ihrer Träger insbesondere, welche jene secundären Spannungen entweder völlig beseitigt oder denselben constructiv mit hinreichender Sicherheit begegnet.

#### b) Periodische Prüfung.

Die zeitweise Prüfung von Massiv- und Blechbalkenbrücken findet am besten innerhalb gewisser, vorher festgesetzter Zeitabschnitte statt und ist zu empfehlen, diese letzteren bei älteren Brücken kürzer, als bei neueren zu bemessen. Als geringste Prüfungsfrist dürfte im ersteren Fall ein halbes, im letzteren Fall ein ganzes Jahr zu empfehlen sein. Die Prüfung selbst ist der ersten, unter a) angeführten entsprechend auszuführen, hat sich also auf die Durchbiegungsversuche und auf die Ermittlung der Spannungen an denjenigen Stellen der Träger zu erstrecken, wo dieselben ihren Maximalwerth erreichen, also bei Prüfung der Gurten und Stäbe auf die Ermittlung von deren Spannungen mindestens bzw. in der Trägermitte und an den Trägerenden.

## 2. Unterhaltung und Reparatur.

Die zur Erhaltung der Brücken mit Parallelträgern erforderlichen Arbeiten erstrecken sich sowohl auf die Anwendung von Schutzmitteln gegen den Einfluss der Atmosphärien, als auf die eigentlichen Unterhaltungsarbeiten, als auch auf die Instandhaltung der Construction sowie auf die Beseitigung und den Ersatz schadhafter Theile: also die eigentlichen Reparaturarbeiten. Um die Unterhaltungs- und Reparatur-Arbeiten leichter vornehmen zu können, sind — besonders bei Brücken mit grösseren Spannweiten, schwer zugänglichen Trägern und Fahrbantheilen — leicht bewegliche, z. B. auf eisernen Führungen laufende Gerüste vorzusehen, welche nach Erforderniss von den darauf beschäftigten Arbeitern selbst verschoben werden können und bei Brücken mit mehreren Öffnungen eventuell innerhalb einer jeden derselben anzubringen sind.

#### a) Die Unterhaltungsarbeiten.

Die zur Unterhaltung eiserner Brücken erforderlichen Arbeiten des Grundrens und Anstreichens reichen,

1) Vgl. Dr. W. Fränkel, „Der Durchbiegungszeichner und seine Anwendung allein und in Verbindung mit dem Dehnungszeichner.“ Civilingenieur Bd. XXX, Heft 7.

2) Vgl. „Der Dehnungszeichner“. Construit und beschrieben von Dr. W. Fränkel, Professor am k. Polytechnikum in Dresden. Civilingenieur Bd. XXVII, Heft 4, und Bd. XXVIII, Heft 2 u. 3.

3) Vgl. „Ueber einige Versuche mit dem Dehnungszeichner“ von Dr. W. Fränkel. Civilingenieur Bd. XXIX Hft. 6.

besonders wenn sie nicht auf metallisch reiner Oberfläche ausgeführt werden, erfahrungsmässig nicht aus, um das Eisen vor allmählicher Oxydation zu schützen, indem sie eine vollkommene Isolirung der bereits oxydirten Fläche von Luft und Wasser nicht bewirken und der Oxydationsprocess unter dem Anstrich und eine stellenweise — den Atmosphärlinien wieder freien Zutritt zu den darunter befindlichen Eisentheilen gestattende — Ablösung desselben veranlasst. Deshalb werden die Eisentheile vor ihrer Zusammenlegung der unter b,  $\alpha$  beschriebenen Behandlung unterworfen und mit einer auf ihrer Oberfläche fest haftenden Firnissschicht überzogen. Erst auf diese Schichte wird der vorerwähnte Grundanstrich aufgetragen.

Zum Grundiren verwendet man nach den Ergebnissen der hierüber seitens der Direction der holländischen Staatsbahnen angestellten Versuche am besten Leinölfirnis mit Bleimennige (Minium), eine Verbindung von Bleioxyd mit Bleisuperoxyd: eine Grundanstrichfarbe, welche dünnflüssig sein muss und nicht zu stark aufgetragen werden darf, damit sie rasch und vollkommen trockne. Erst dann darf der aus Leinölfirnis und einer Deckfarbe bestehende Deckanstrich vorgenommen werden, wozu man meist helle Farben wählt, um das Eisen vor allzu grosser Erwärmung durch die Sonne zu schützen. Graue Deckfarbe stellt man aus Bleiweiss oder Zinkweiss mit etwas schwarzem Zinkstaub, fein pulverisirtem metallischem Zink; rothe Deckfarbe aus chromsaurem Kali, welches, mit Schwefel gegläht, einen dunkelgrünen Ton giebt; schwarze Deckfarbe aus Graphit oder Russ her und trägt, nach vollständigem Trocknen des ersten, einen zweiten Deckanstrich auf. Auch die Deckanstriche dürfen nur dünn

aufgetragen und müssen, je nach dem Klima, alle 4 bis 5 Jahre erneuert werden. Wo sich hierbei Rostflecken zeigen, müssen dieselben zuvor durch Drahtbürsten oder Schabeisen und dann durch Abschleifen mit Sandsteinstücken oder Glaspapier sorgfältig gereinigt werden.

#### b) Die Reparaturarbeiten.

Die bei der zeitweisen Revision der Brücken sich ergebenden Mängel der einzelnen Trägertheile und deren Verbindungsmittel müssen so rasch als möglich beseitigt werden, weil die hierdurch entstandene Schwächung der Träger allmählich eine weitere Schwächung zur Folge hat und endlich deren Tragfähigkeit gefährden kann. Finden sich Verbiegungen einzelner Platten, Flacheisen oder Profileisen vor, so müssen dieselben entweder mit der Richtmaschine wieder gerade gebogen und dann, um wiederholte Verbiegungen zu vermeiden, entsprechend verstärkt oder ganz ausgewechselt und durch neue bessere, stärkere Theile ersetzt werden.

Finden sich lockere Schrauben, so müssen sie fest angezogen oder, wenn eine wiederholte Lockerung derselben zu befürchten ist, mit Schraubensicherungen versehen werden, finden sich lose Niete, so müssen sie beseitigt und durch neueingezogene ersetzt werden. Beides muss vorzugsweise an denjenigen Stellen der Träger geschehen, wo die Schrauben oder Niete am meisten auf Abscheerung beansprucht sind. An Stellen, wo sich die angewandten Schrauben oder Niete zu schwach erweisen, müssen die Löcher durch Ausreiben erweitert und ihre Bolzen entsprechend stärker gewählt werden.

### NACHTRAG ZU ABSCHNITT IV (SEITE 74).

#### Taf. VI. Gitterbrücken mit dreifachem Stabsystem und oben oder unten liegender Brückenbahn.

Die in Fig. 1 bis 17 dargestellten Brücken der österreichischen Südbahn<sup>1)</sup> von 50 m Stützweite zeigen, bei nahezu gleicher Anordnung ihrer Hauptträger, die aus Fig. 5 und 6 ersichtliche, verschiedene Höhenlage ihrer Brückenbahn. Diese ruht im ersteren Falle auf den 3,5 m von einander entfernten, im letzteren Falle zwischen den 4,5 m entfernten Hauptträgern und besteht bezw. aus  $30/38$  cm starken, je 83,3 cm entfernten Querschwellen mit daraufliegenden, je  $20/25$  cm starken Langschwellen, im letzteren Fall aus eisernen Querträgern mit daraufliegenden, je  $25/35$  cm starken Langschwellen.

Die Hauptträger beider besitzen T-förmige, aus Horizontalplatten, je zwei Winkelleisen und je 2 Stehblechen zusammengesetzte Gurten, zwischen welche letztere bei jeder Masche noch dreieckige Versteifungsbleche von der Grösse einer halben Masche eingeschaltet sind. Die Gitterstäbe der ersteren Anordnung, welche sämmtlich unter Winkeln von  $45^\circ$  geneigt und aus je zwei, an den Auflagern durch je ein Flacheisen verstärkten Winkelleisen zusammengesetzt sind, schliessen sich aussen mittels einfacher, innen mittels doppelter Verkröpfungen an die Gurten an und sind an ihren Kreuzungen durch quadratische Futterbleche von der Stärke jener Dreiecksbleche und je zwei Niete verbunden. Die um eine doppelte Maschenweite von einander entfernten verticalen Querversteifungen bestehen aus je zwei, an die Winkelleisen der oberen und unteren Gurtung angeschlossenen horizontalen und je 8 kurzen, an jene Dreiecksbleche angeschlossenen verticalen, mit den Stehblechen der Gurten verkröpften Winkelleisen, welche die zum Anschlusse der — aus je zwei Winkelleisen bestehenden — Diagonalen dienenden Dreiecksbleche zwischen sich

fassen, s. Fig. 8, 9 u. 10. Zwischen jene horizontalen Querverbindungen und die benachbarten Horizontalplatten der Gurten sind die Hilfsbleche angeietet, welche den beiden, aus Flacheisen bestehenden Diagonalen der Horizontalverbände zum Anschlusse dienen, s. Fig. 12 bis 15. Die Endständer der Träger, s. Fig. 7, 9 u. 11, haben den Querschnitt der Gurten erhalten und sind in einem Abstände von je 1,03 m von deren Enden durch zwei, aus doppelten Winkelleisen bestehende Querstäbe verbunden, an welche die zur Querversteifung dienenden, einfachen Flacheisenkreuze angeietet sind, s. Fig. 11. Die Querschwellen sind mittels je vier, auf die Gurten genieteteter Winkellappen und je zwei verticaler Bolzen an die Gurten befestigt. Sie nehmen die mit ihnen verbolzten Saumschwellen und je  $20/25$  cm starken, die Fahrschienen unterstützenden Langschwellen auf, zwischen welchen ein Belag von Langbohlen ruht. Die mit den Saumschwellen und Querträgern gleichzeitig verbolzten Brüstungen, sowie die Lager der Hauptträger haben eine, der auf Taf. 4 dargestellten ähnliche, Anordnung erhalten. Die Trägerwände der in Fig. 6 dargestellten Construction haben T-förmige, aus Winkelleisen nebst Flacheisen bestehende Gitterstäbe und, zum Anschlusse der Querträger, aus je zwei Winkelleisen gebildete Verticalen erhalten. Letztere fassen die trapezförmigen, gleichzeitig zum Anschluss der Querträger und der Querdiagonalen dienenden Hilfsbleche zwischen sich, während der untere Theil der verticalen Querverbände wie bei der ersten Construction angeordnet ist. Die Querträger nehmen mittels je 2 Winkellappen, wovon der äussere einen höheren Verticalschenkel besitzt, die Langschwellen, welche an den letzteren gebolt sind, mit den Fahrschienen, sowie einen starken Langbohlenbelag auf, sind unter den Langschwellen durch lothrechte Winkelleisen ausgesteift und an jene trapezförmigen Hilfsbleche mittelst zweiseitiger Laschen angeschlossen.

<sup>1)</sup> Vgl. d. Normalien der österr. Südbahn, aufgestellt von W. Pressel. Heft IV.



## LITERATUR.\*)

### A. Allgemeine Werke, welche auch Parallelbalkenbrücken behandeln.

- Bauernfeind, M., Vorlegeblätter zur Brückenbaukunde mit erläuterndem Text. München 1844. 2. Aufl. bearbeitet von A. Döhlemann und W. Frauenholz. Stuttgart 1872. 3. Aufl. bearbeitet von W. Frauenholz und G. Asimont. Stuttgart 1876.
- Becker, M., Handbuch der Ingenieurwissenschaften. 2. Band. Der Brückenbau in seinem ganzen Umfange. Stuttgart 1854. 2., 3. u. 4. Aufl. Stuttgart 1866, 1869 u. 1873.
- Müller, H., Die Brückenbaukunde in ihrem ganzen Umfange, mit Atlas. Leipzig 1860.
- Humber, W., A complete treatise on cast and wrought iron bridge construction. London 1864.
- Gaudard, J., Etude comparative de divers systèmes de ponts en fer. Paris 1865.
- Schwarz, F., Der Brückenbau. Berlin 1866.
- Molinos et Pronnier, Traité théorique et pratique de la construction des ponts métalliques. Paris 1867.
- Normalien für eiserne Brücken der österr. Südbahn-Gesellschaft. Wien 1868.
- Jodl, F., Vorlegeblätter zum Strassen- und Brückenbau. 2. Aufl. Leipzig 1869.
- Normalien der k. k. priv. Staatsbahn. Wien 1869.
- Fränkel, Dr. W., Construction eiserner Fachwerkträgerbrücken. Separatabdruck aus dem Civilingenieur. Leipzig 1869.
- Cawthorne Unwin, Wrought iron bridges and roofs. Lectures delivered at the royal engineer establishment. London 1869.
- Heinzerling, Dr. F., Die Brücken in Eisen. Leipzig 1870.
- Normalien eiserner Brücken der österr. Nordwestbahn. Wien 1870.
- Merill, Iron truss bridges for railroads. New-York 1870.
- Regnaud, Traité pratique de la construction des ponts et viaducs métalliques. Paris 1870.
- Maw, W. H., and Dredge, J., Modern examples of road and railway bridges, illustrating the most recent practice of leading engineers in Europe and America. London 1872.
- Malezieux, Travaux publics des états-unis d'Amérique en 1870. Rapport de mission. Paris 1873.
- Baker, Long-span railway bridges and short-span railway bridges. Comprising investigations of the comparative theoretical and practical advantages of the various adopted or proposed types systems of construction. London 1873.
- Kaven, A. v., Disposition von Brücken und praktische Details, 20 Tafeln mit beigezeichnetem Text. Aachen 1874.
- Morandiére, R., Traité de la construction des ponts et viaducs en pierre, en charpente et en métal pour routes, canaux et chemins de fer. Paris 1874—1876.
- Winkler, Dr. E., Vorträge über Brückenbau. Eiserne Brücken. Heft 2. Gitterträger und Lager gerader Träger. 2. Aufl. Wien 1875 und Heft 4. Querconstructionen. 2. Aufl. Wien 1884.
- Rziha, F., Eisenbahn-Unter- und Oberbau. 2. Bd. Brückenbau. Wien 1877.
- Steiner, F., Ueber Brückenbauten in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Heft 22 des Berichtes über die Weltausstellung in Philadelphia 1876. Wien 1878.
- Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Bd. II. Der Brückenbau, herausgegeben von Dr. Th. Schäffer und Ed. Sonne. Leipzig 1882.

### B. Besondere Werke, welche Parallelbalkenbrücken enthalten.

- Lentze, Die im Bau begriffenen Brücken über die Weichsel bei Dirschau und über die Nogat bei Marienburg. Berlin 1855.
- Etzel, C. v., Brücken und Thalübergänge schweizerischer Eisenbahnen. Basel 1856.
- Etzel, C. v., Supplement zu den Brücken und Thalübergängen schweizerischer Eisenbahnen. Basel 1859.

Hartwich, E., Erweiterungsbauten der Rheinischen Eisenbahn. Abth. III. Berlin 1867.

Cottrau, A., Album des dessins d'exécution et des métrés de 36 ponts métalliques du réseau des chemins de fer méridionaux italiens. Paris 1868.

### C. Sammelwerke, welche Parallelbalkenbrücken enthalten.

- Zeichnungen von Brücken aus Schmiedeseisen. Zusammengestellt von den Studierenden des Brückenbaues zu Hannover. Cursus 1858/59.
- Zeichnungen eiserner Brücken, zusammengestellt von Studierenden des Brückenbaues an der polytechnischen Schule zu Stuttgart in den Jahren 1859/65.
- Sammlung eiserner Brücken-Constructionen, ausgeführt bei den Bahnen deutscher Eisenbahn-Verwaltungen. Stuttgart 1860. Verlag von Malte.
- Klein, L. v., Sammlung eiserner Brückenconstructionen, ausgeführt bei den Bahnen deutscher Eisenbahn-Verwaltungen. Neue Folge. Stuttgart 1862/74.
- Sammlung ausgeführter Constructionen schmiedeiserner Brücken, gez. und herausgegeben unter Leitung des Bauraths, Professor H. Sternberg in Carlsruhe. Mannheim 1865.
- Haskoll, W. D., Examples of bridges and viaducs, London 1867.
- Zeichnungen über Wasser- und Strassenbau. II. Cours.: Brückenbau. Zu den Vorträgen des Herrn Baurath u. Professor H. Sternberg an der polytechnischen Schule zu Carlsruhe. Carlsruhe 1867.
- Perdonnet et Polonceau, Nouveau portefeuille de l'ingenieur des chemins de fer. Paris 1868.
- Sammlung von Zeichnungen eiserner Brücken, zusammengestellt von den Studierenden der polytechnischen Schule in Hannover. Cursus 1868/69.
- Maw, W. H., and Dredge, J., Modern examples of road and railway bridges; s. unter A.
- Heinzerling, Die Brücken in Eisen; s. unter A.
- Studienblätter aus den Uebungen im Entwerfen und Construiren in der Abtheilung für Bau- und Ingenieurwesen der Königl. Technischen Hochschule in Berlin. Statik der Bauconstructionen und Brückenbau. Berlin 1880 u. 1881.

### D. Werke, welche die Theorie der Parallelbalkenbrücken enthalten.

- Rebhann, Theorie der Holz- und Eisen-Constructionen. Wien 1856.
- Bresse, M., Cours de mécanique appliquée professé à l'école impériale des ponts et chaussées. Paris 1859—65.
- Laisle und Schübler, Der Bau der Brückenträger mit besonderer Rücksicht auf Eisen-Constructionen. Stuttgart 1864, 3. Aufl. 1. Theil Stuttgart 1869, 2. Theil Stuttgart 1871.
- Collignon, Cours de mécanique appliquée aux constructions. Paris 1869.
- Ritter, A., Elementare Theorie und Berechnung eiserner Dach- und Brücken-Constructionen. 4. Auflage, Hannover 1880.
- Ott, C. v., Vorträge über Baumechanik. Prag 1872.
- Heinzerling, Grundzüge der constructiven Anordnung und statischen Berechnung der Brücken- und Hochbau-Constructionen. Leipzig 1872—74.
- Weyrauch, J., Allgemeine Theorie und Berechnung der kontinuierlichen und einfachen Träger. Leipzig 1873.
- Levy, La statique graphique et ses applications aux constructions. Paris 1874.
- Stoney, The theory of strains in girders and similar structures. New-York 1875.
- Culmann, C., Die graphische Statik. Zürich 1866. 2. Aufl. 1. Band Zürich 1875.
- Winkler, Vorträge über Brückenbau. Theorie der Brücken, Heft 1. Aeusere Kräfte gerader Träger. Wien 1875. Heft 2. Theorie der gegliederten Balkenträger. Wien 1881.

\*) Nach der Zeitfolge geordnete, zugleich als Quellenachweis dienende Uebersicht der neueren wichtigeren Werke und Schriften über eiserne Parallelbalkenbrücken mit gegliederten Wandungen.

- Tetmajer, L., Die äusseren und inneren Kräfte an statisch bestimmten Brücken- und Dach-Constructionen. Zürich 1875.
- Ritter, A., Lehrbuch der Ingenieur-Mechanik. 2. Auflage, Leipzig 1885.
- Weyrauch, J., Festigkeit und Dimensionenberechnung der Eisen- und Stahl-Constructionen, mit Rücksicht auf die neueren Versuche. Leipzig 1876.
- Frauenholz, W., Bauconstructionslehre für Ingenieure. 3. Bd. Eisenconstructions. München 1877.
- Böhlk, A., Statische Berechnung der Balkenbrücken einer Öffnung mit durchbrochenen Wandungen. 2. Auflage, Leipzig 1884.
- Loewe, J., Grundzüge zu Vorlesungen über eiserne Balkenbrücken. München 1877.
- Holzhey, E., Vorträge über Baumechanik. Wien 1879.
- Krohn, Resultate aus der Theorie des Brückenbaues. I. Theil. Aachen 1879.
- Ott, C. v., Das graphische Rechnen und die graphische Statik. Prag 1879.
- Föppl, A., Ausgewählte Capitel der mathematischen Theorie der Bauconstructions. Abth. I. Theorie des Fachwerkes. Leipzig 1880.
- Manderla, H., Berechnung der Secundärspannungen, welche im einfachen Fachwerk in Folge starrer Knotenverbindungen entstehen. Wien 1880.
- Stelzl, Dr. C., Theorie einfacher statisch bestimmter Fachwerkträger. Wien 1880.
- Steiner, Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften. II. Band. Der Brückenbau. Leipzig 1882. Construction der eisernen Fachwerkbrücken S. 222—403.

Stelzl, Dr. C., Grundzüge der graphischen Statik und deren Anwendung auf den continuirlichen Träger. Graz 1882.

**E. Hilfsbücher zum Berechnen und Entwerfen auch von Parallelbalkenbrücken.**

- Seefehlner, J., Tabelle zur Bestimmung der Eigengewichte eiserner Brücken-Constructionen für Bahnen. Bearbeitet zum praktischen Gebrauch für Bahn-Ingenieure. Budapest 1874. Des Ingenieurs Taschenbuch, herausgegeben von dem Verein „Hütte“. 10. Aufl. Berlin 1875.
- Heinzerling, Dr. F., Die angreifenden und widerstehenden Kräfte der Brücken- und Hochbau-Constructionen. Zum Gebrauche beim Berechnen von Brücken- und Hochbauten für Ingenieure, Architekten und technische Lehranstalten bearbeitet. 2. Aufl. Berlin 1876.
- Assmann, G., Hilfstafeln zur Berechnung eiserner Träger und Stützen. 2. Aufl. f. metr. System berechnet und umgearbeitet von P. O. Marbach. Berlin 1776.
- Buske, A., Tabellen zur Berechnung hölzerner und eiserner Träger und Stützen. Berlin 1878.
- Deutsches Bauhandbuch. Eine systematische Zusammenstellung der Resultate der Bauwissenschaften mit allen Hilfswissenschaften in ihrer Anwendung auf das Entwerfen und die Ausführung der Bauten. Berlin 1879/84.
- Deutsches Normalprofilbuch für Walzeisen. Im Auftrage und im Namen der vom Verbaude deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine und vom Vereine deutscher Ingenieure niedergesetzten Commission zur Aufstellung von Normalprofilen für Walzeisen bearbeitet und herausgegeben von Dr. F. Heinzerling und O. Intze. Aachen 1881.

VERBESSERUNGEN.

**1. Text.**

- S. 17 l. Sp. Z. 8 v. u. lies:  $n_1 \lambda - \frac{m_1 \lambda}{2}$  statt  $\frac{m_1 \lambda}{2}$
- S. 17 Gleichung (94) u. (95) lies:  $(n_1 \lambda - \frac{m_1 \lambda}{2} - a)$  statt  $(\frac{m_1 \lambda}{2} - a)$
- S. 32 „ (250) lies:  $\frac{V_x \sqrt{2}}{n}$  statt  $\frac{V_x}{n \sqrt{2}}$

**2. Figuren.**

- Textfig. 67 lies Q statt O.
- „ 111 lies W statt H.
- Texttafel. A. Fig. 1 beim dritten Verticalständer lies (15065) statt (15015).
- Fig. 4. b neben der ehvorletzten Verticalen lies — 15065 statt — 15015.





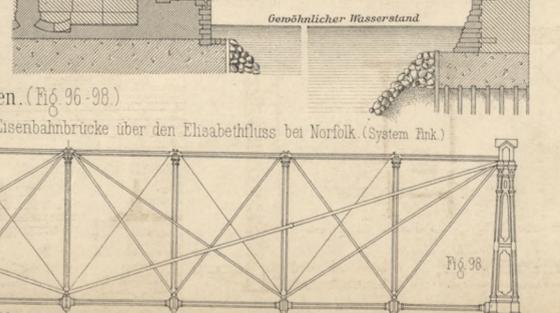
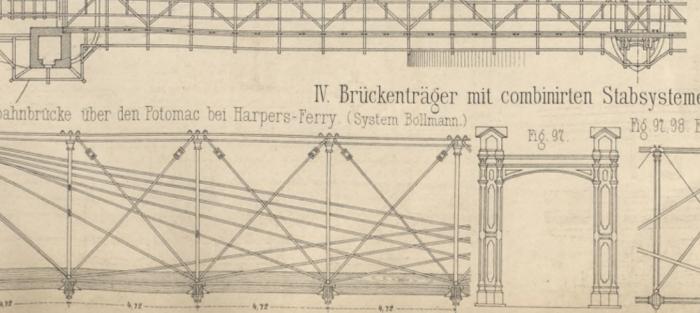
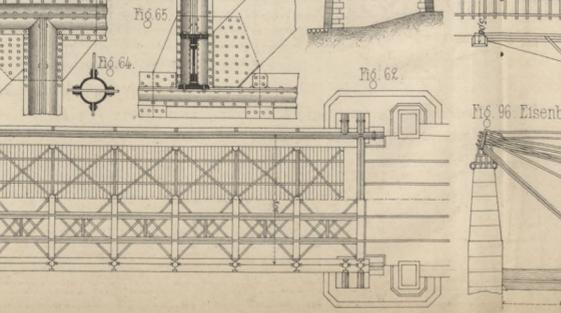
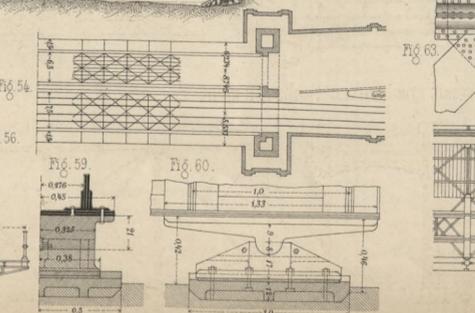
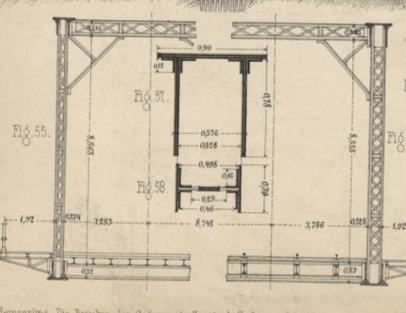
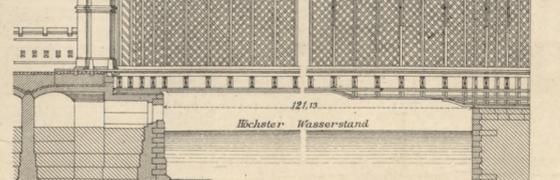
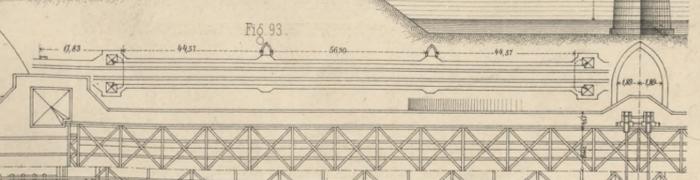
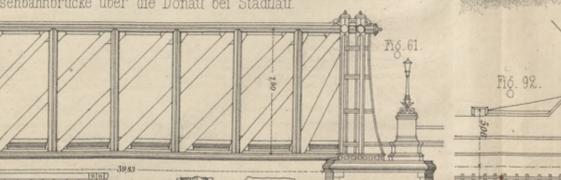
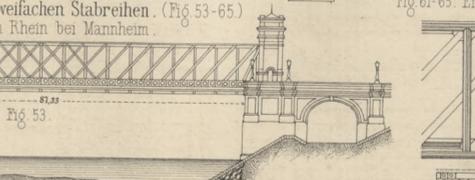
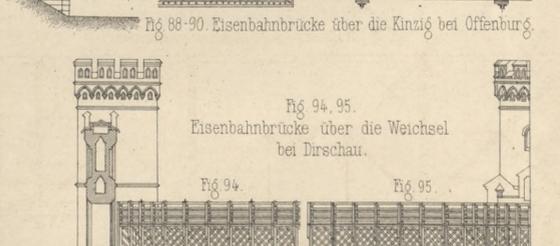
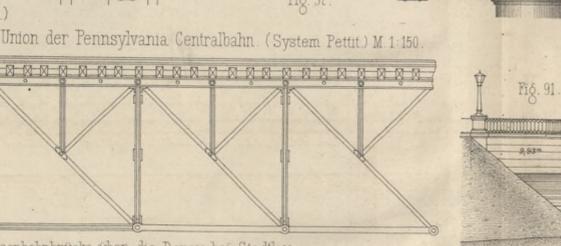
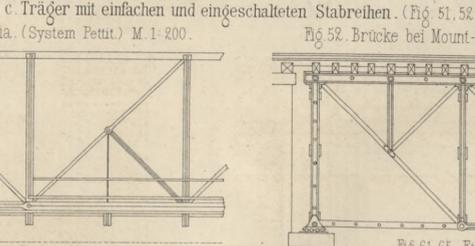
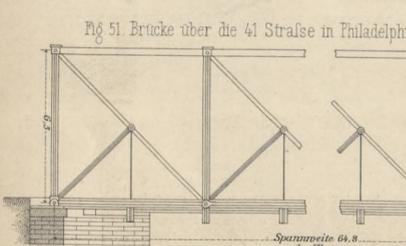
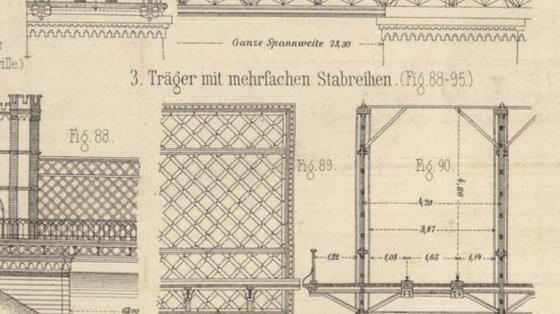
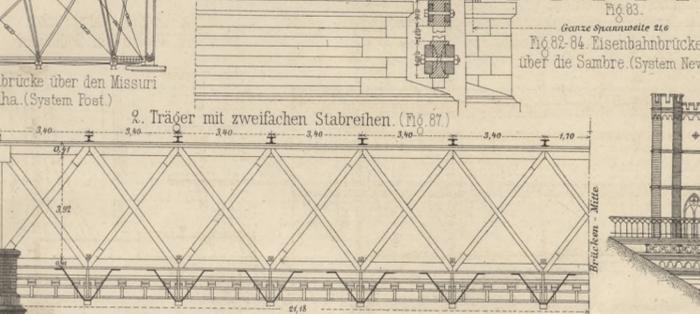
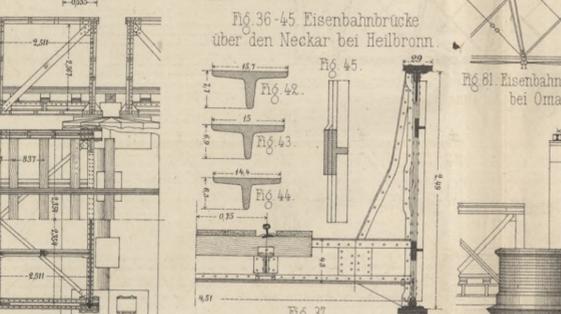
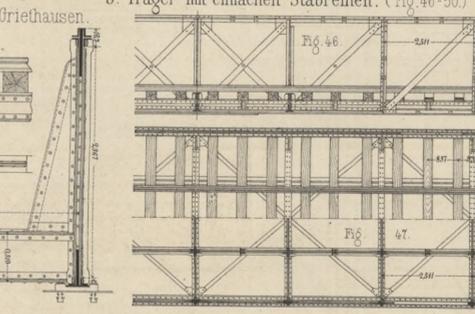
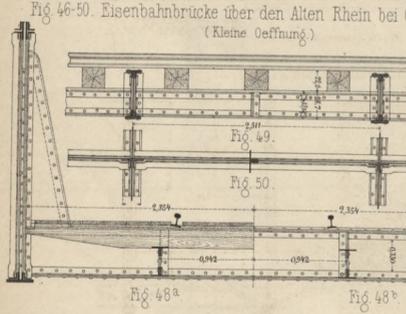
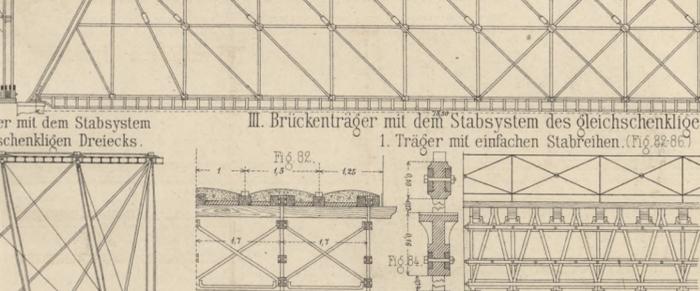
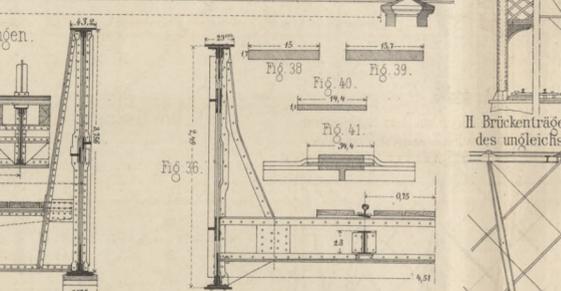
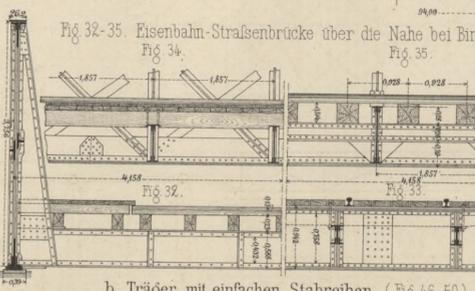
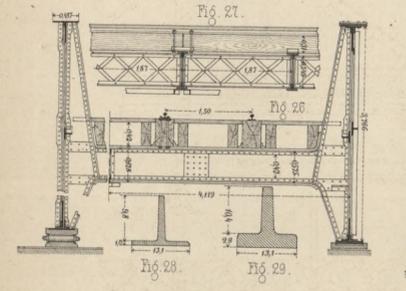
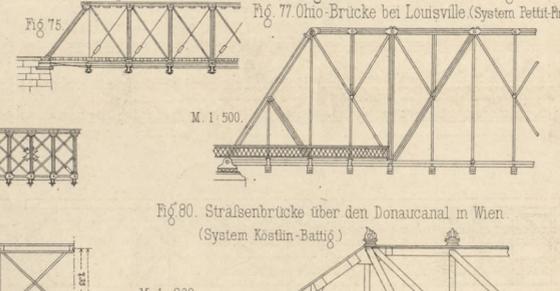
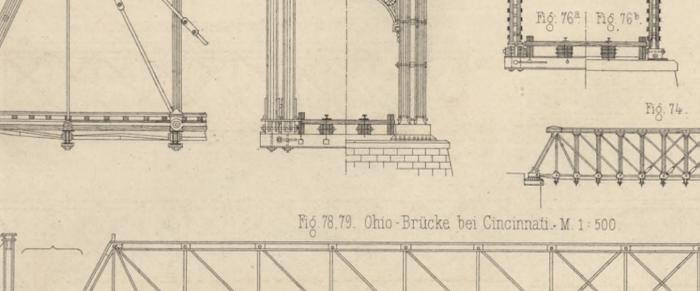
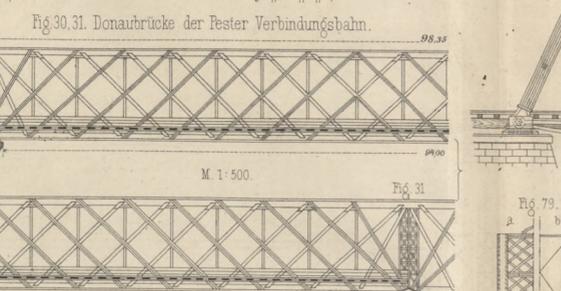
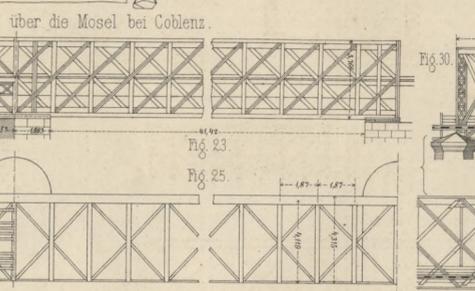
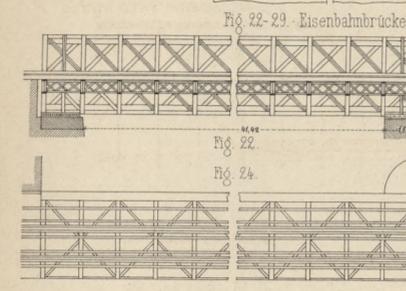
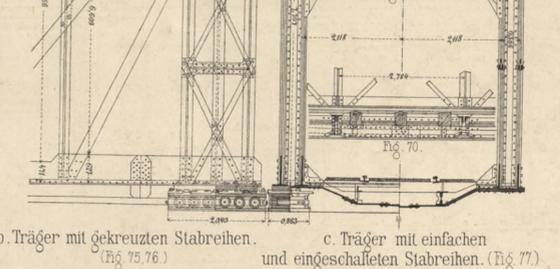
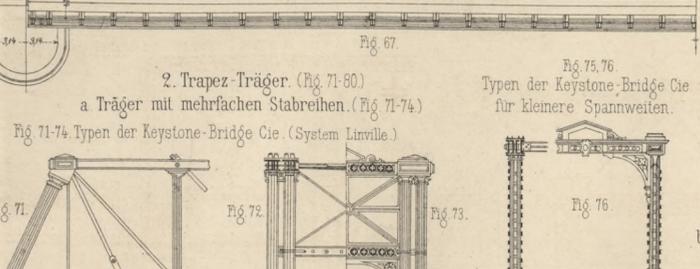
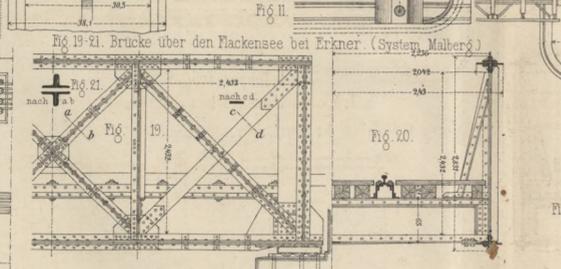
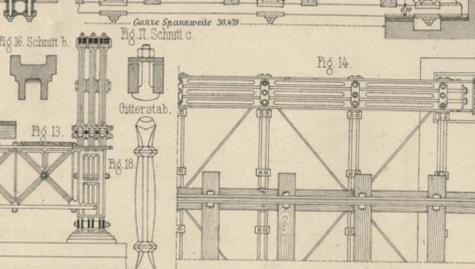
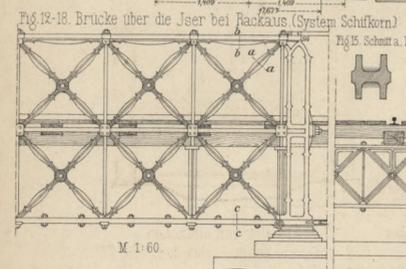
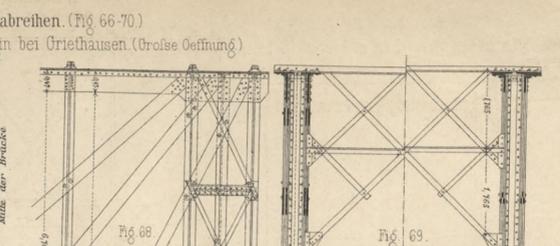
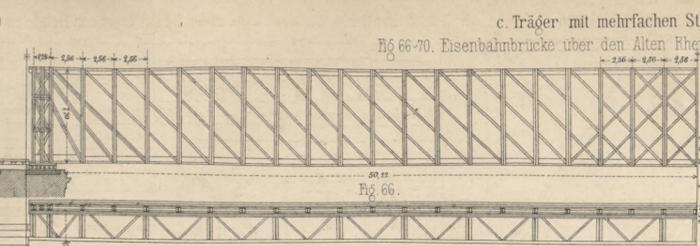
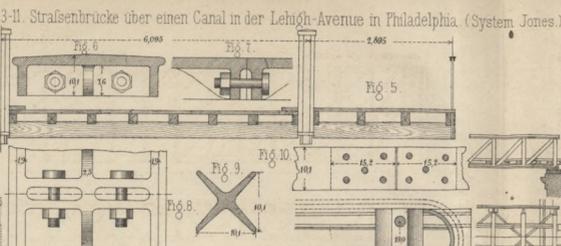
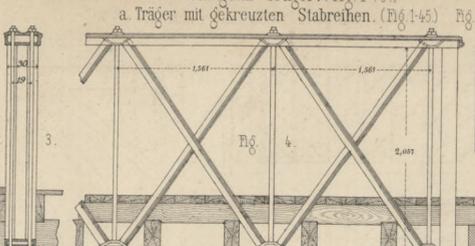
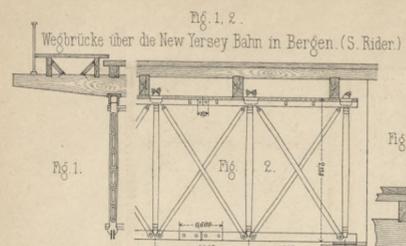






Fig. 1. Ansicht.

Brücke über die Lippe mit 3 Oeffnungen von je 23,53<sup>m</sup> lichter Weite.

Fig. 2. Längenschnitt.

Fig. 5. Querschnitt.

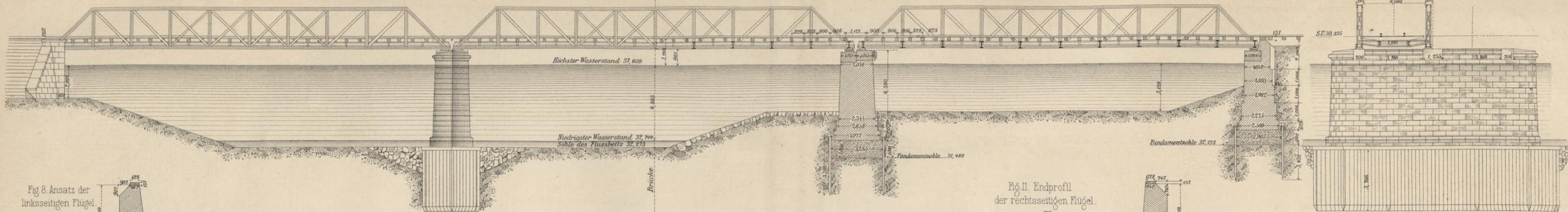


Fig. 8. Ansatz der linksseitigen Flügel.

Fig. 9. Endprofil der linksseitigen Flügel.

Fig. 11. Endprofil der rechtsseitigen Flügel.

Fig. 10. Ansatz der rechtsseitigen Flügel.

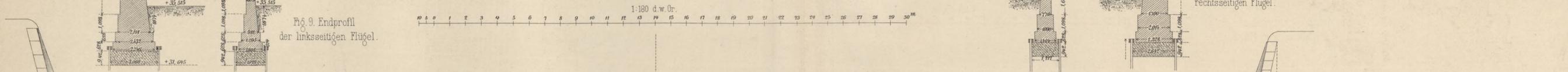


Fig. 3. Aufsicht.

Fig. 4. Grundriss.

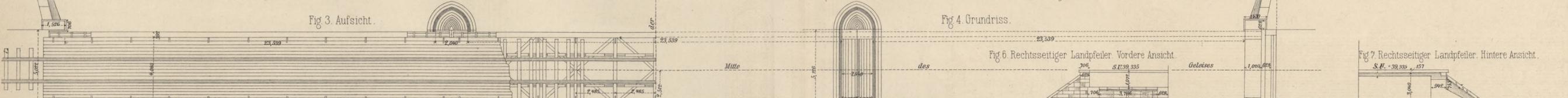


Fig. 6. Rechtsseitiger Landpfeiler. Vordere Ansicht.

Fig. 7. Rechtsseitiger Landpfeiler. Hintere Ansicht.

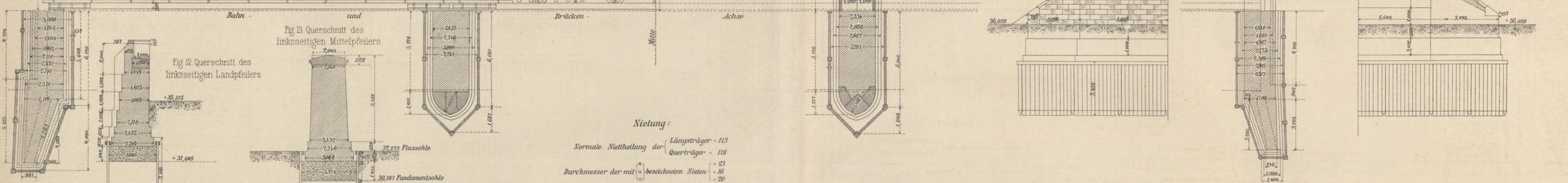


Fig. 13. Querschnitt des linksseitigen Mittelpfeilers.

Fig. 12. Querschnitt des linksseitigen Landpfeilers.

Nielung:

Normale Nielheilung der Längsträger - 113  
 Querträger - 118  
 Durchmesser der mit bezeichneten Niete - 23  
 - 16  
 - 20

Fig. 17. Querschnitt am Auflager.

Fig. 14. Horizontalschnitt nach A-B (Fig. 15).

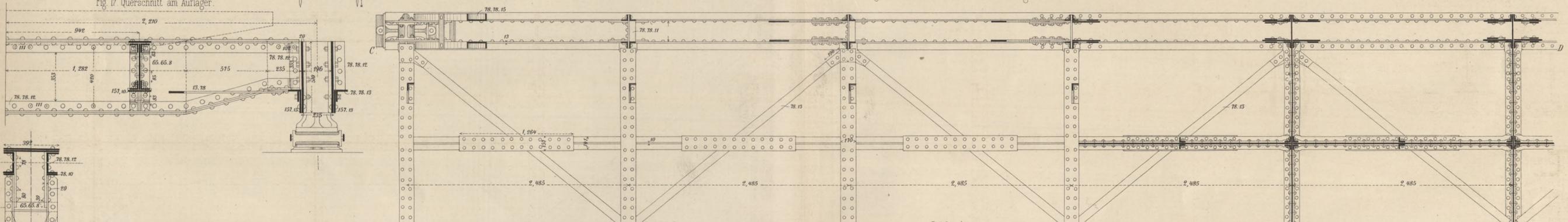


Fig. 18. Längenschnitt durch die Fahrbahn.

Fig. 15. Längenschnitt nach C-D.

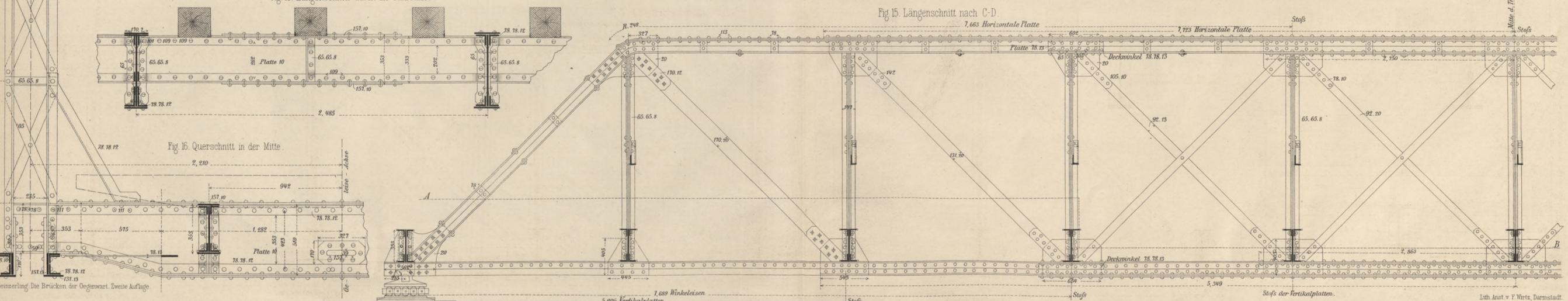
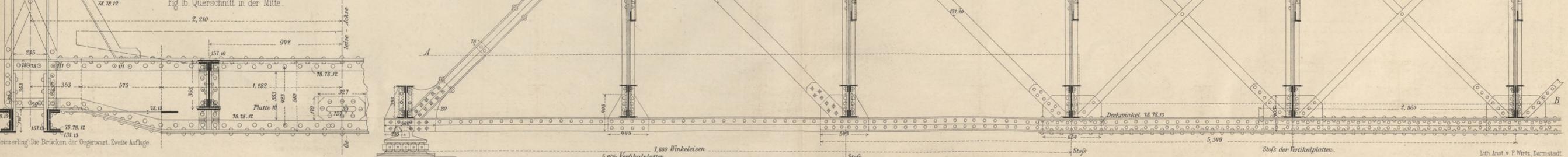


Fig. 16. Querschnitt in der Mitte.







Fachwerkbrücken mit gekreuzten Diagonalen.

Stützweite 20<sup>m</sup>.

Oesterreichische Nordwestbahn.

A. mit oberliegender Fahrbahn.

B. mit unterliegender Fahrbahn.

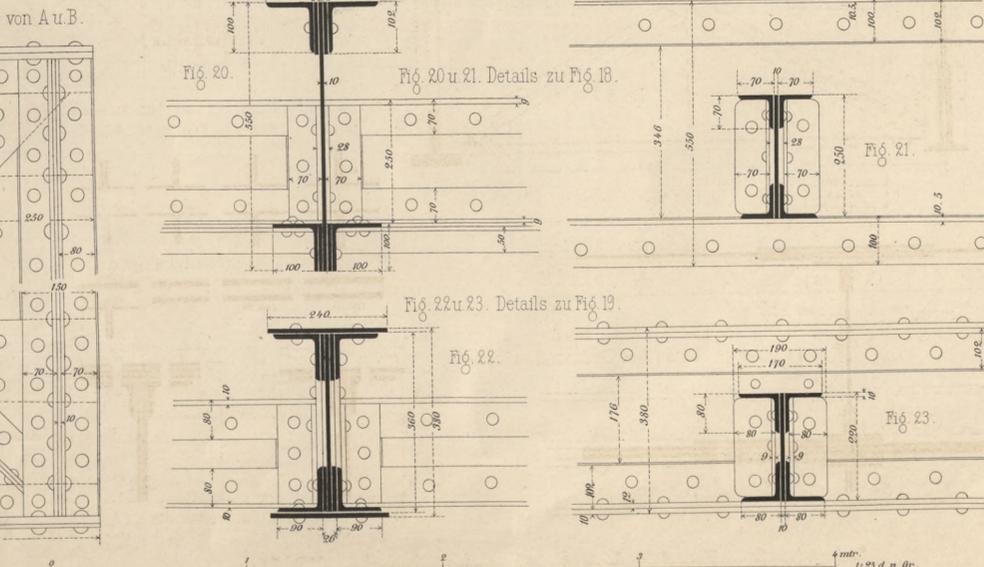
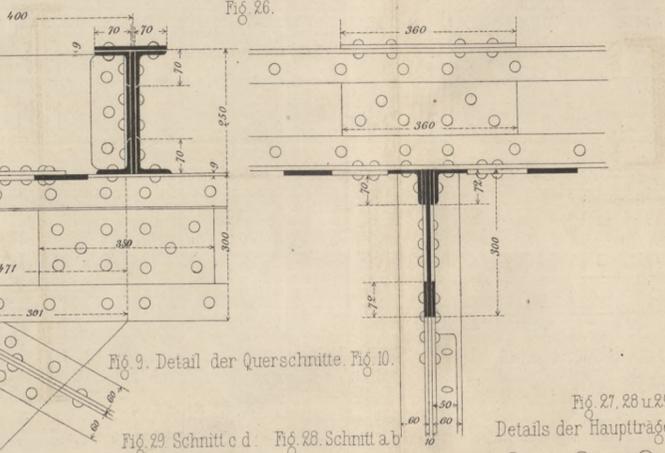
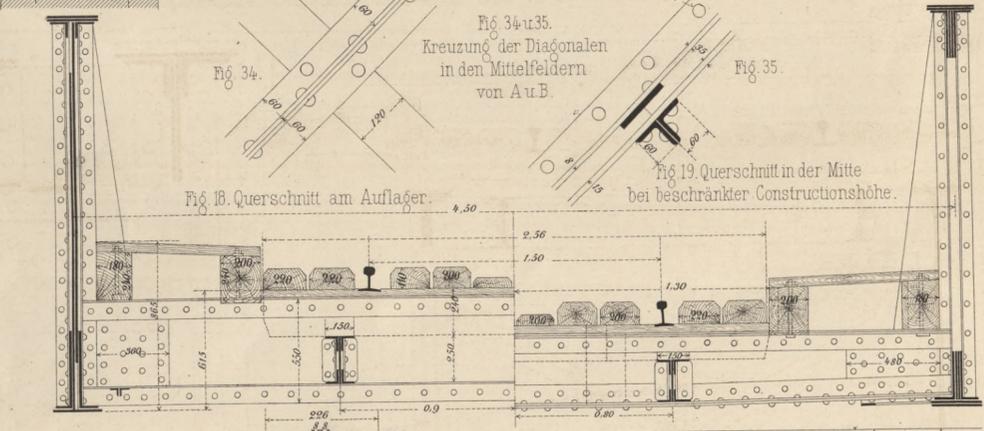
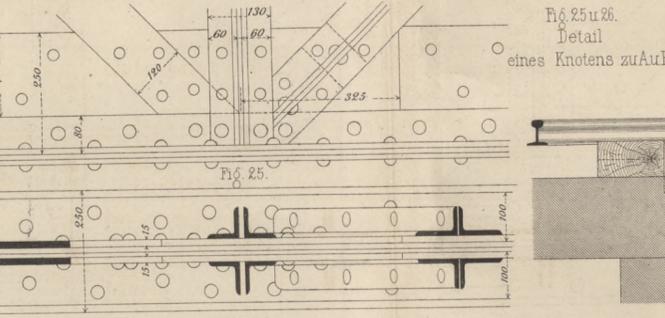
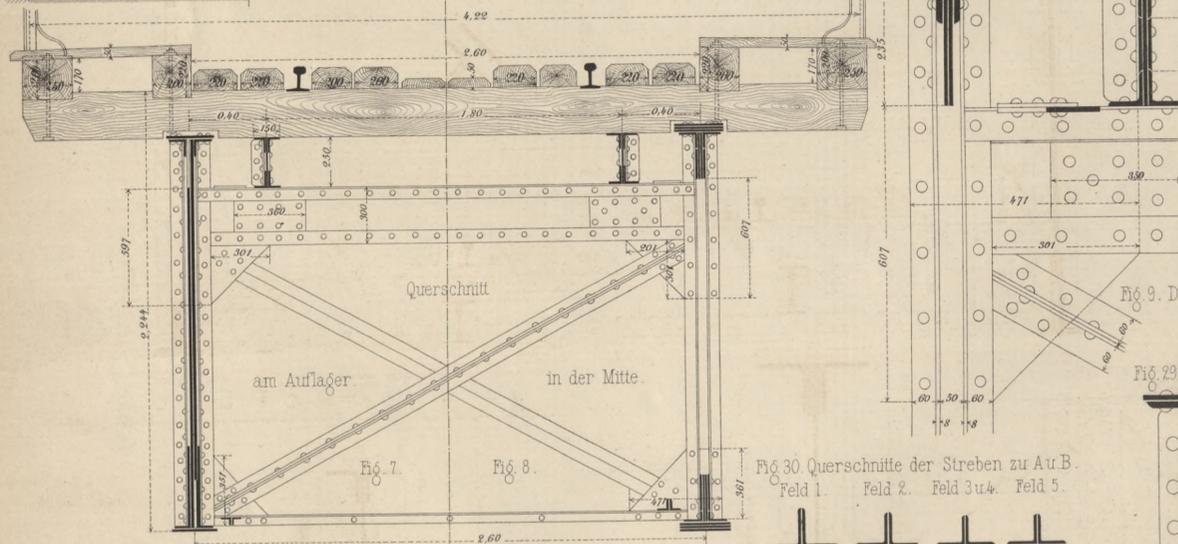
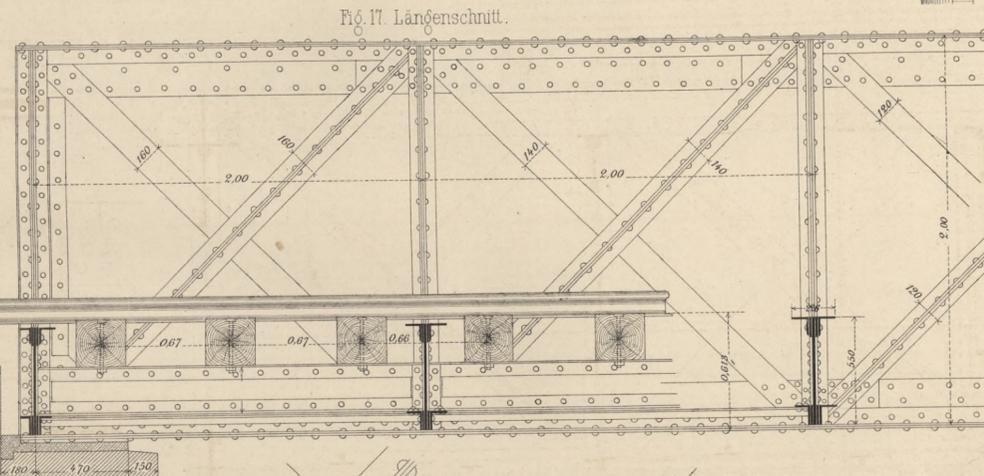
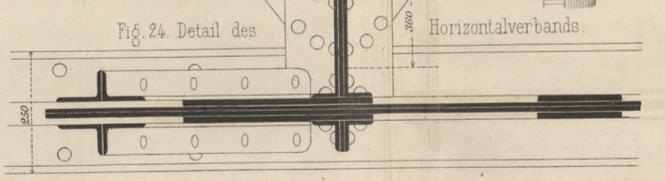
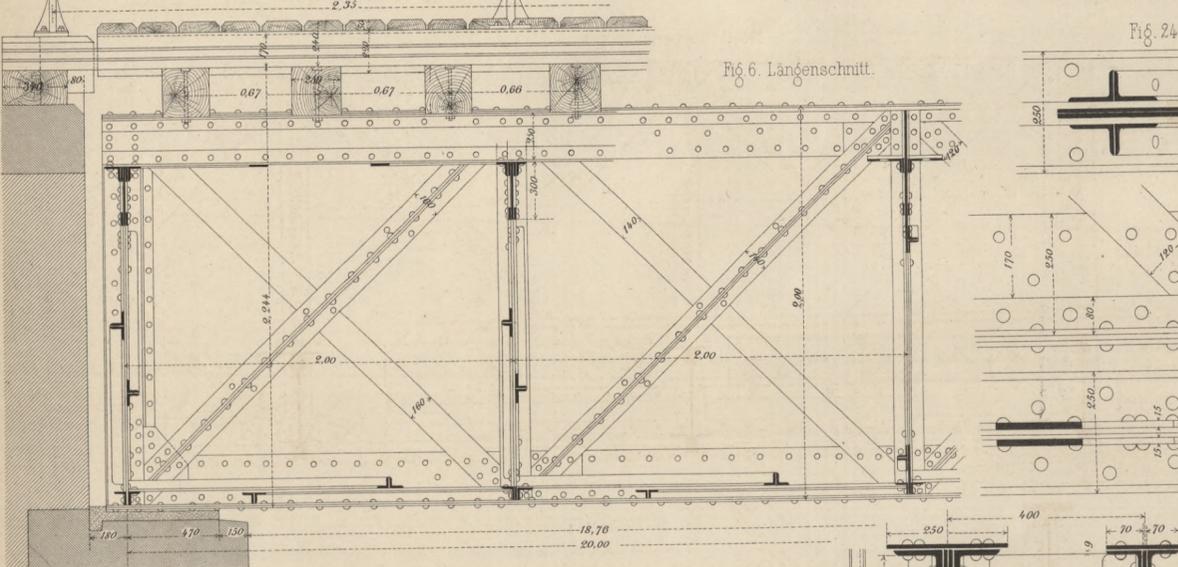
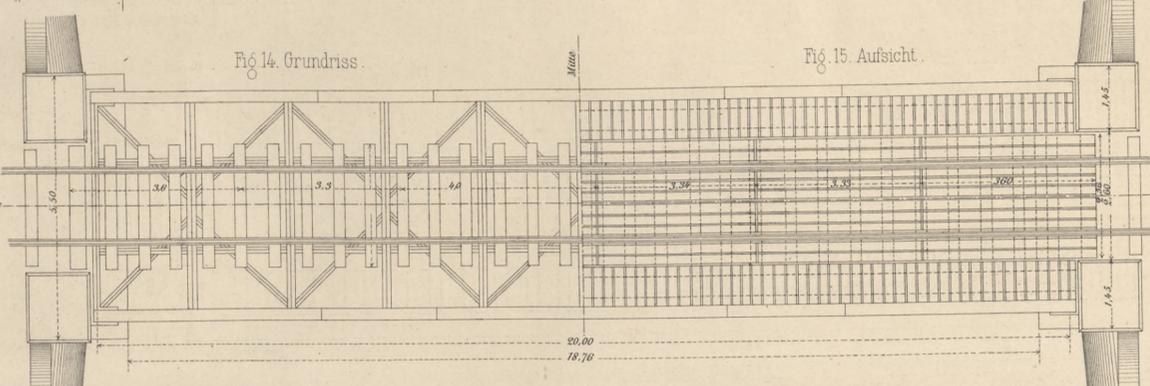
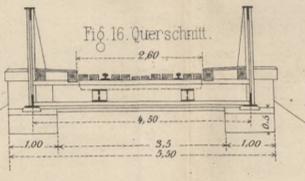
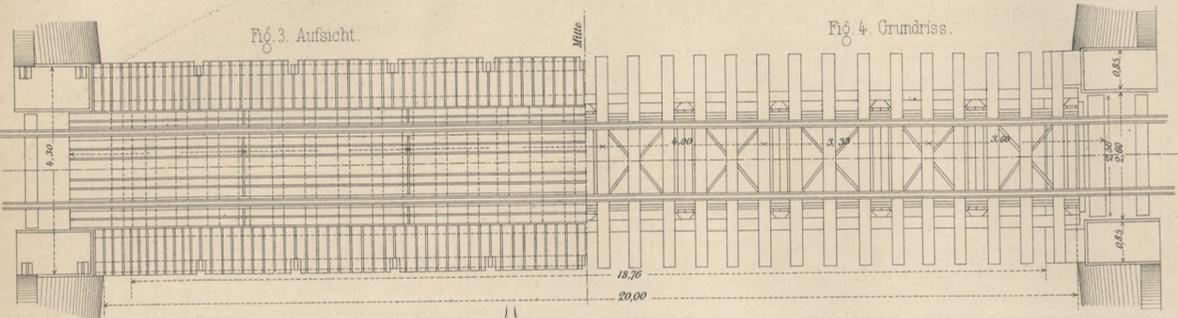
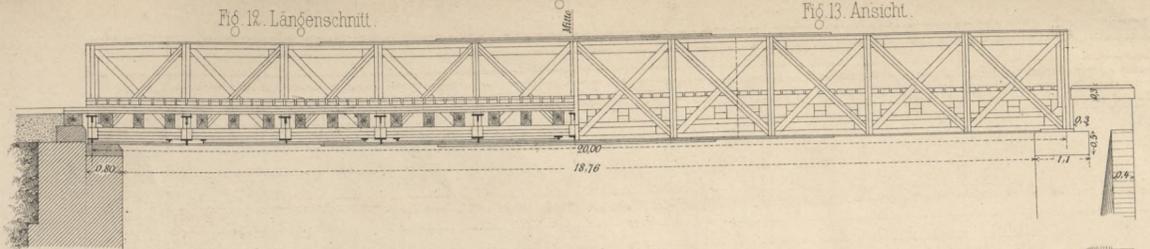
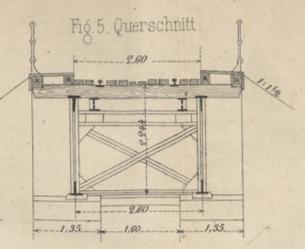
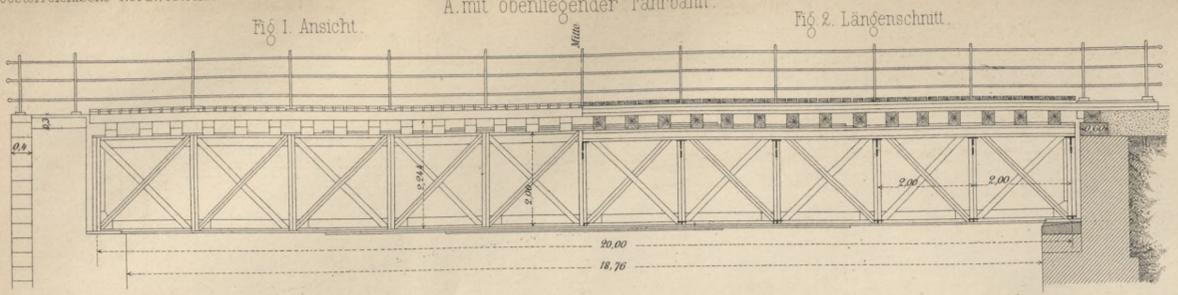






Fig. 1 Ansicht.

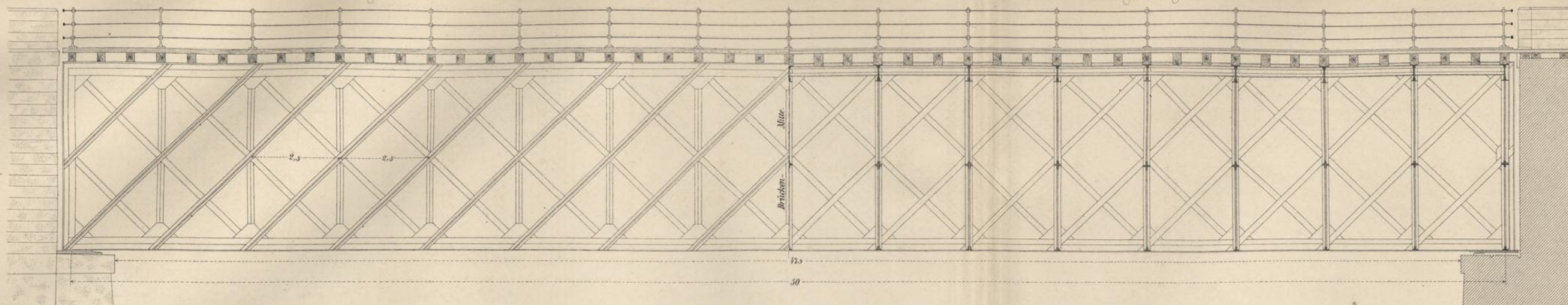


Fig. 2 Längenschnitt.

Stützweite 50 m.

Fig. 5 Querschnitt.

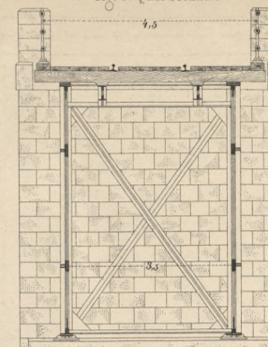


Fig. 3 Aufsicht.

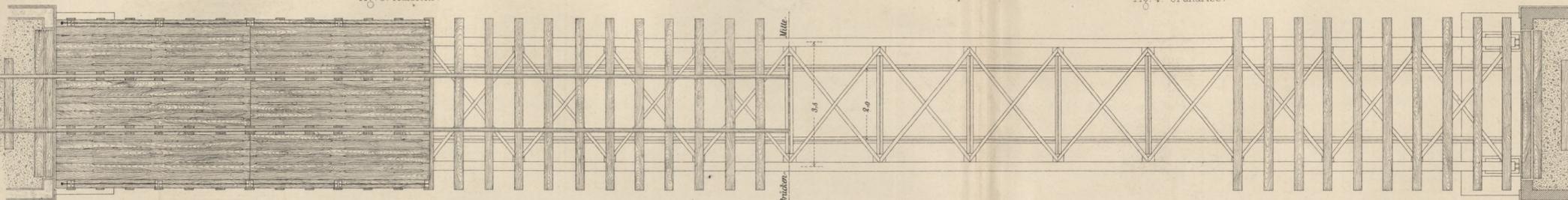
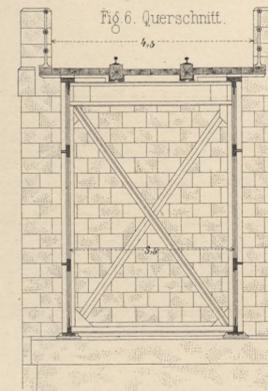


Fig. 4 Grundriss.

Fig. 6 Querschnitt.



M. 1/200 d. N.

Details.

Fig. 7 Ansicht am Auflager.

Fig. 8 Ansicht in der Mitte.

Fig. 9 Längenschnitt am Auflager.

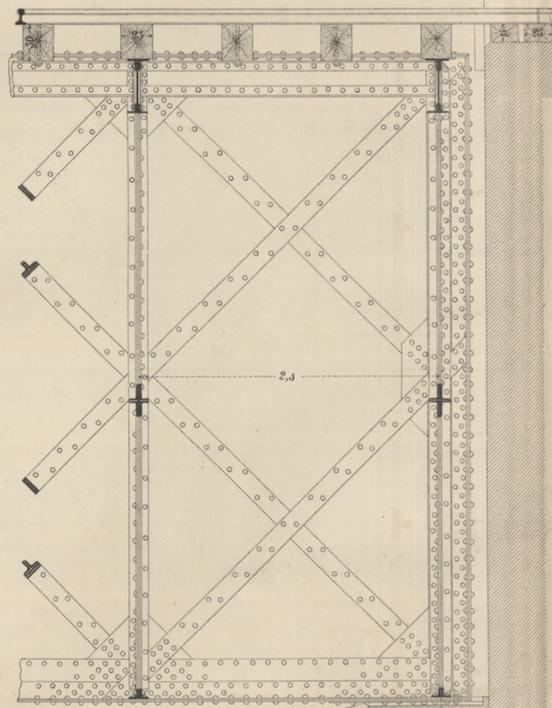
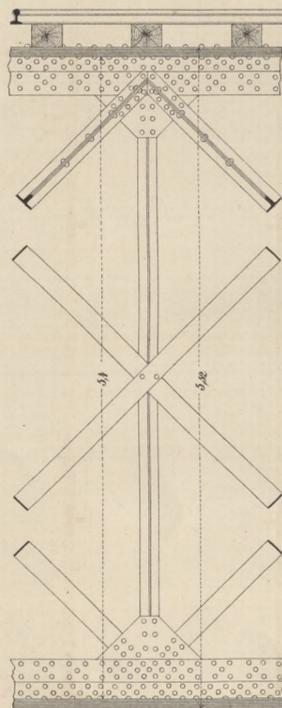
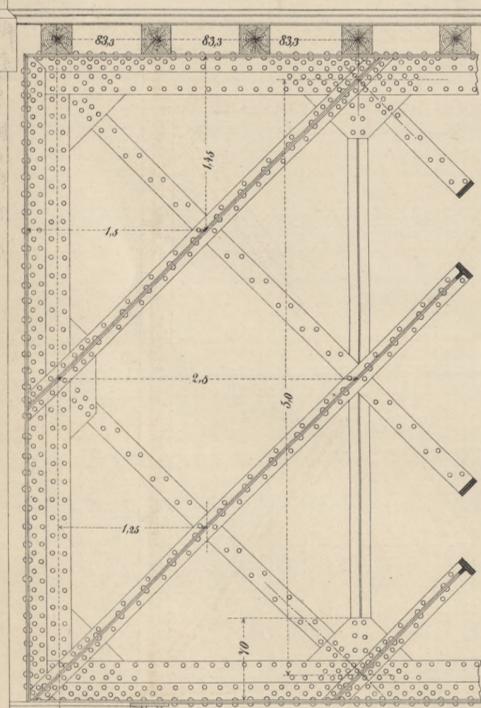


Fig. 10 Querschnitt der Brücke mit Querschwellen.

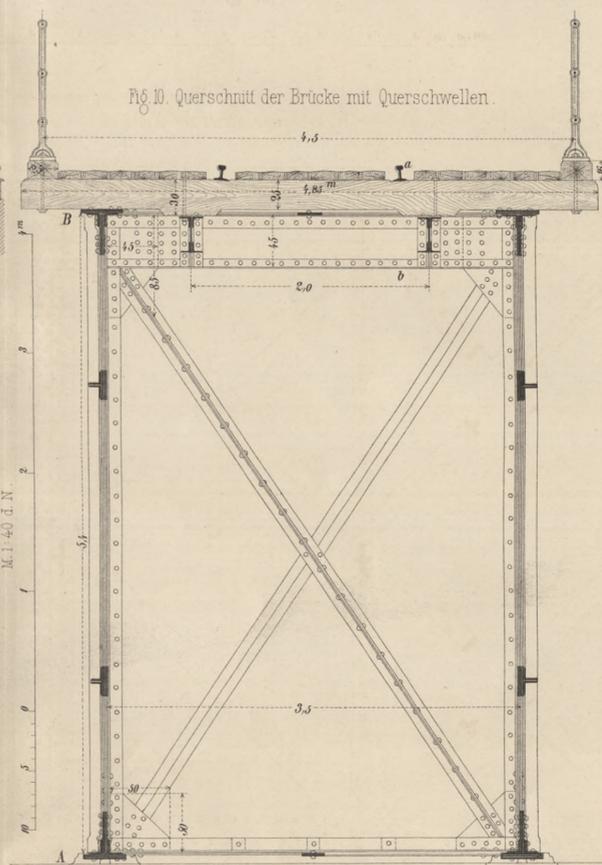


Fig. 11 Querschnitt der Brücke mit Längsschwellen.

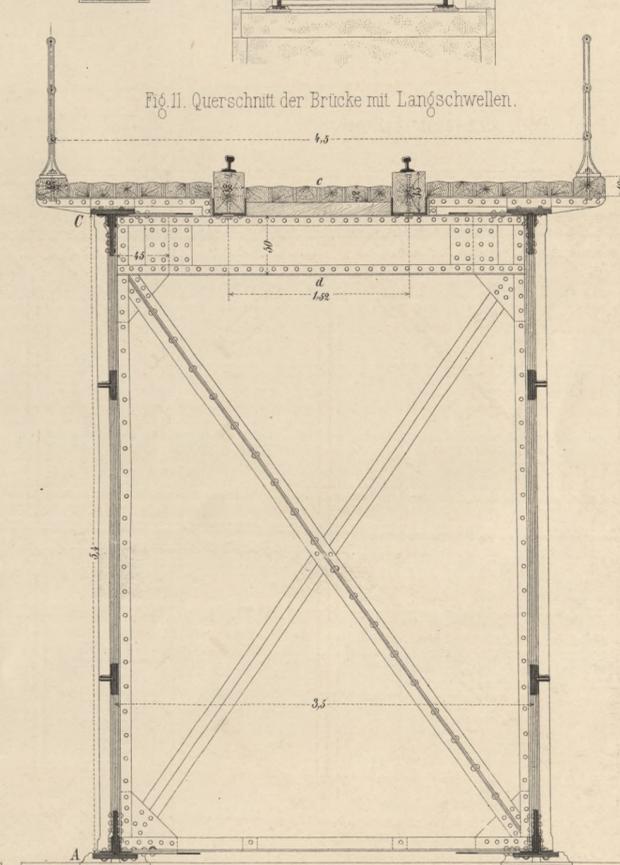


Fig. 12-15. Details der Auflager in 1/20 d. N.

Fig. 16 u. 17. Querschnitte der Gurtungen in 1/20 d. N.

Fig. 20. Detail bei A (Fig. 10 u. 11) 1/20 d. N.

Fig. 21. Detail bei B (Fig. 10) 1/20 d. N.

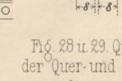
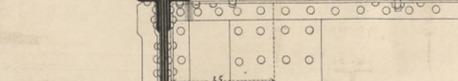
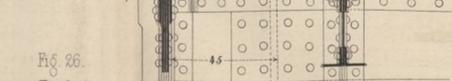
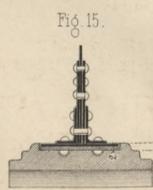
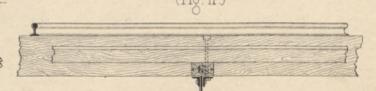
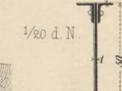
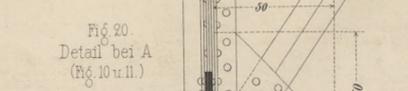
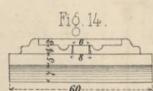
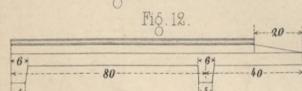
Fig. 22. Detail bei C (Fig. 11) 1/20 d. N.

Fig. 27. Querschnitte der Querträger 1/20 d. N.

Fig. 30. Längenschnitt nach c d (Fig. 11) 1/40 d. N.

Fig. 28 u. 29. Querschnitte der Quer- und Längsträger 1/20 d. N.

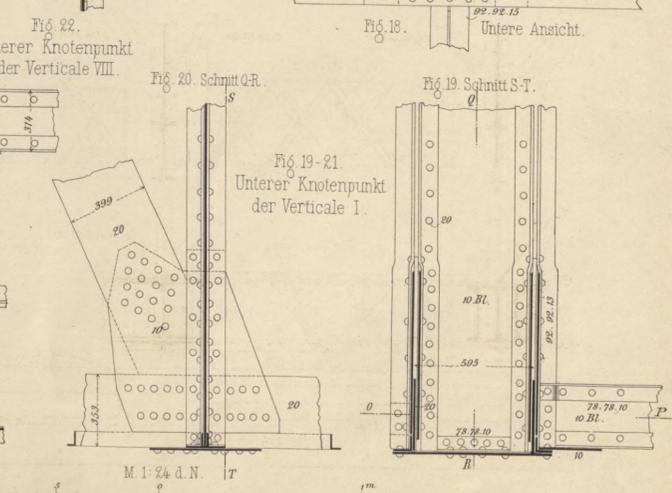
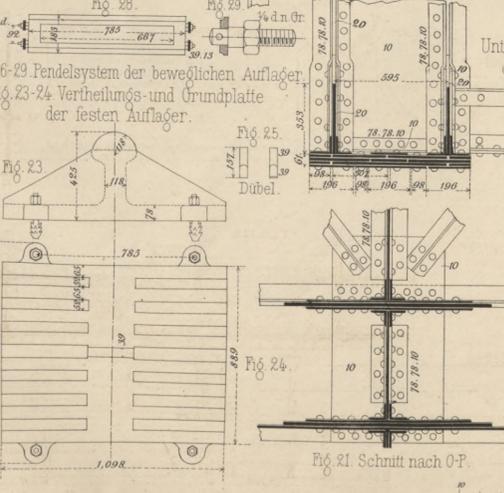
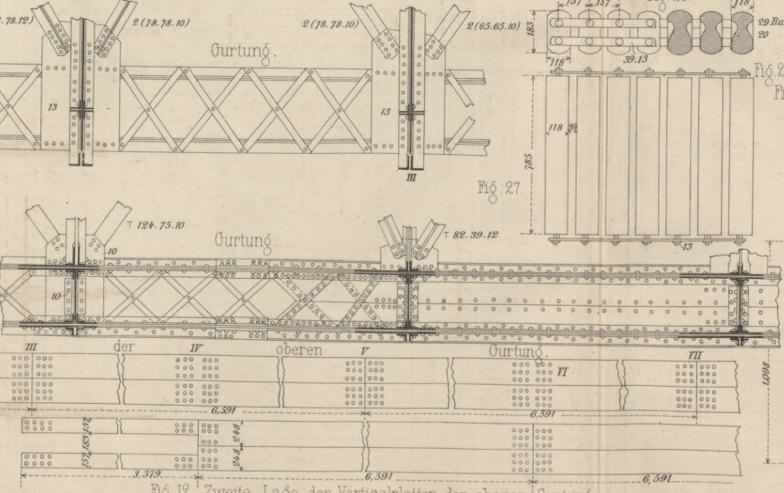
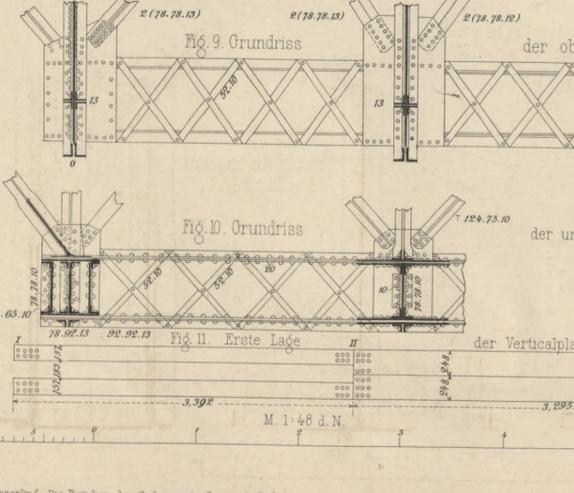
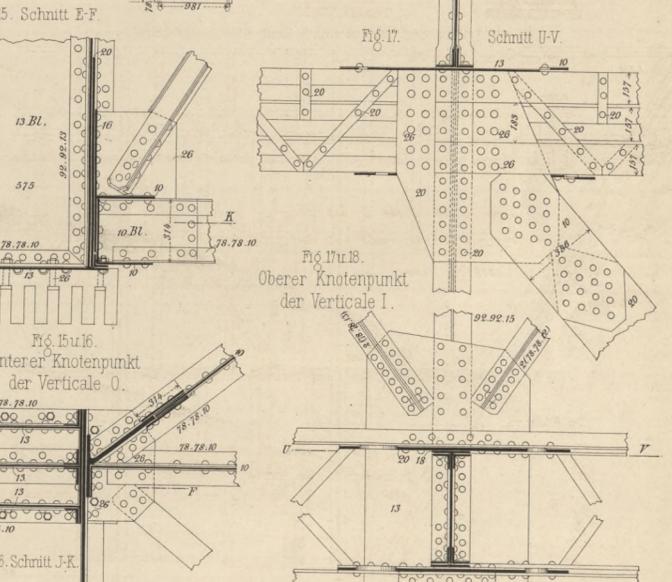
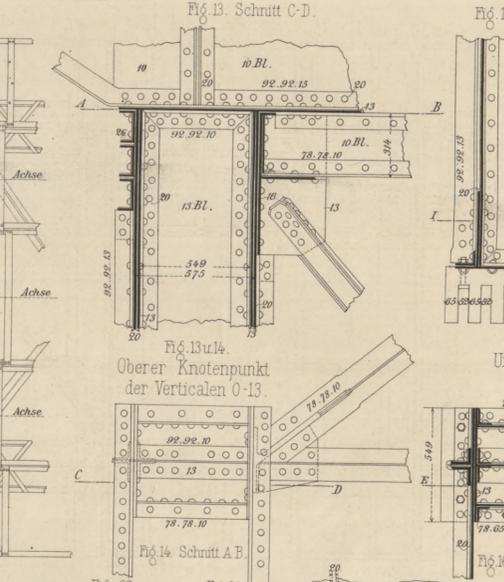
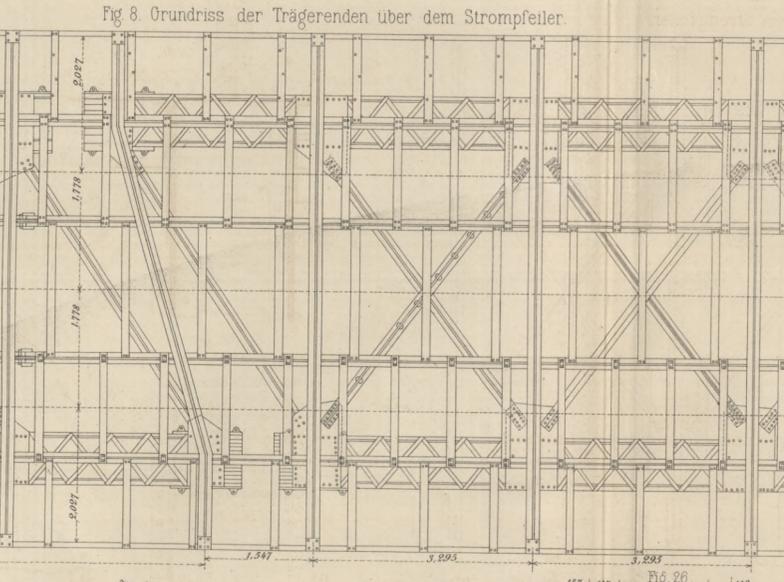
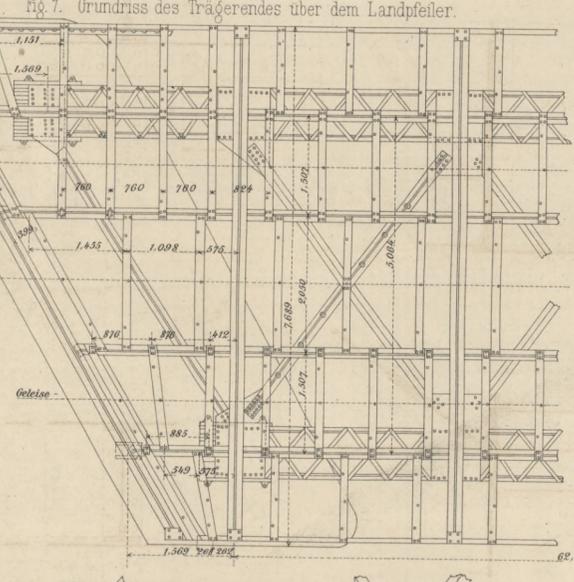
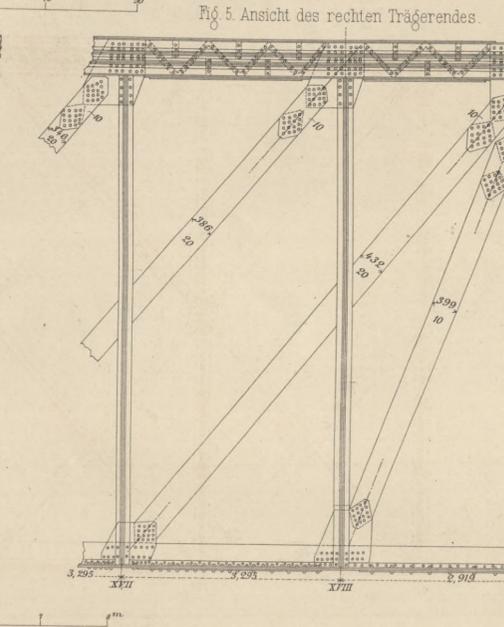
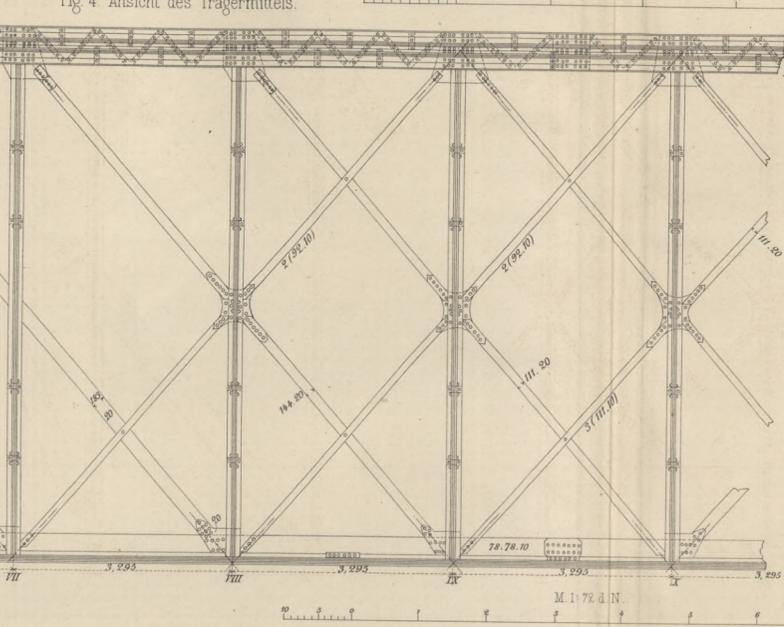
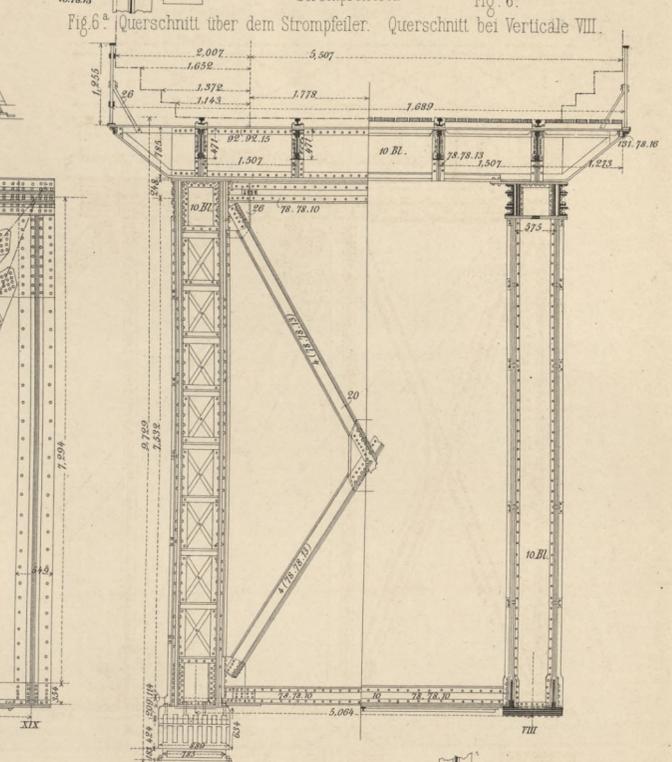
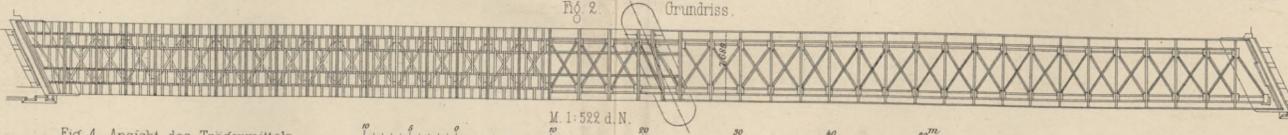
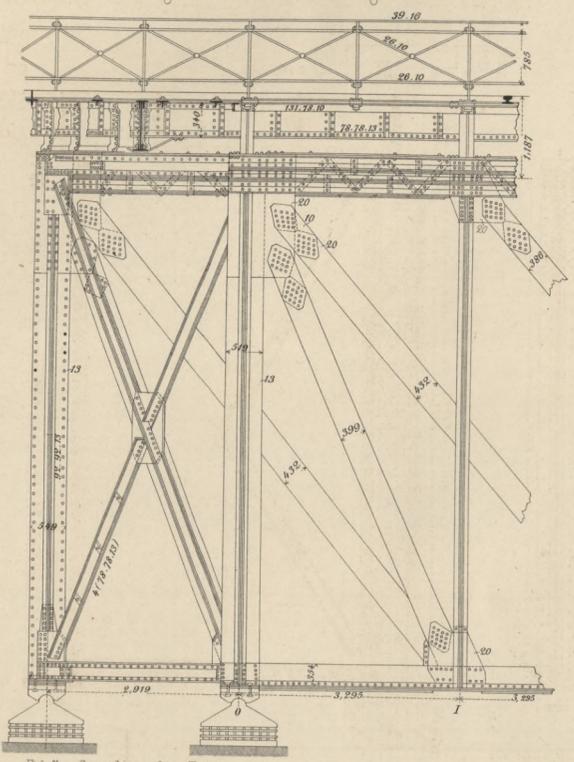
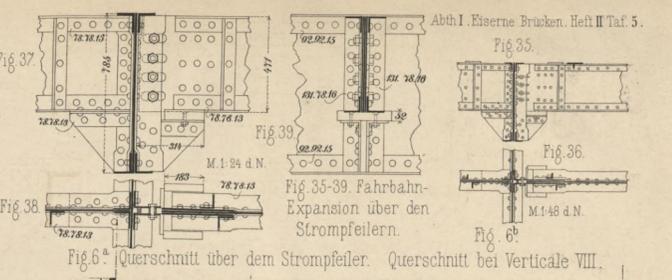
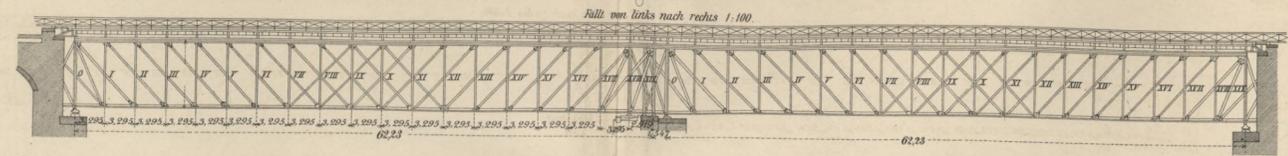
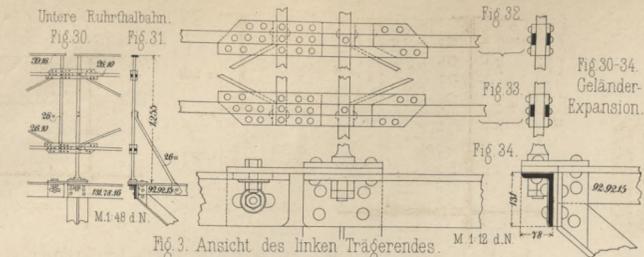
Fig. 31. Längenschnitt nach a b (Fig. 10) 1/40 d. N.





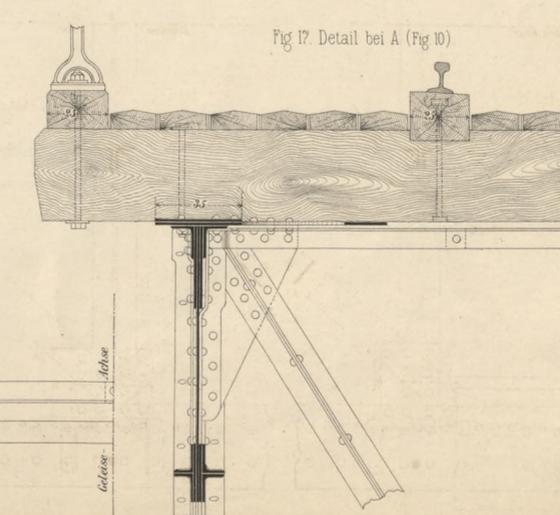
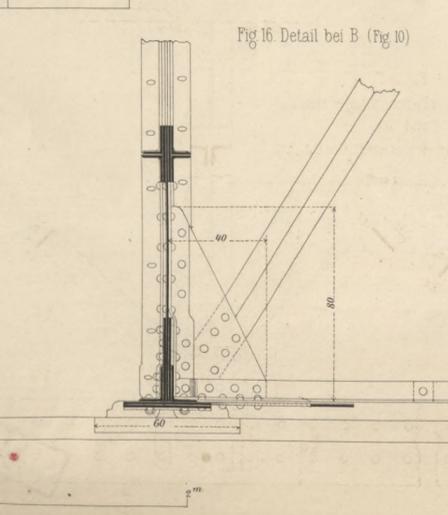
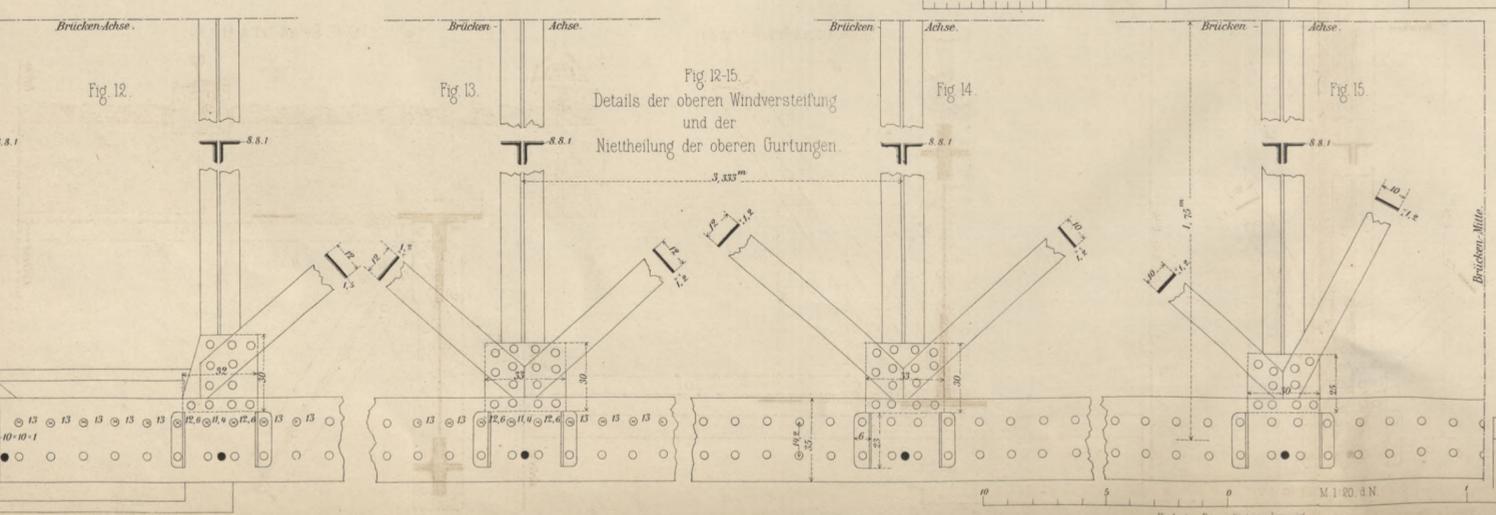
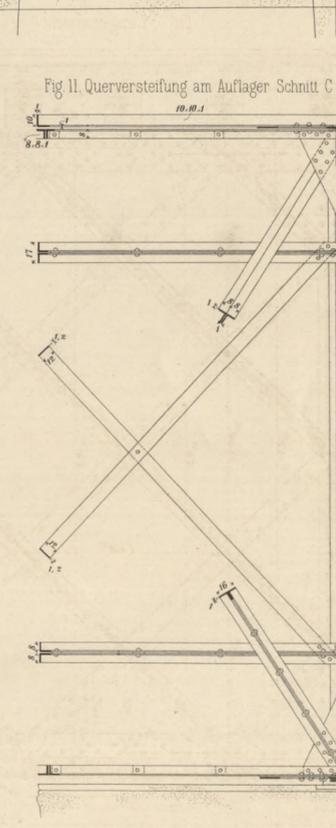
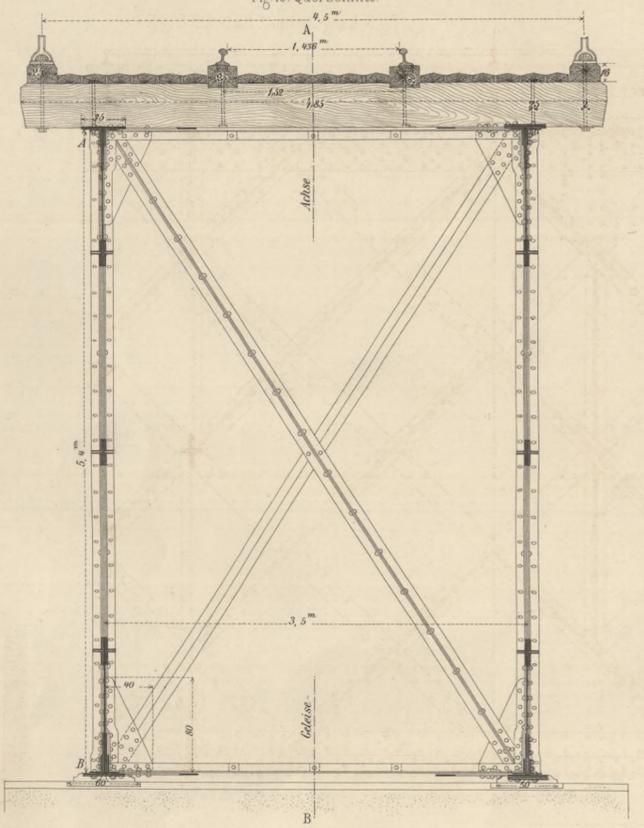
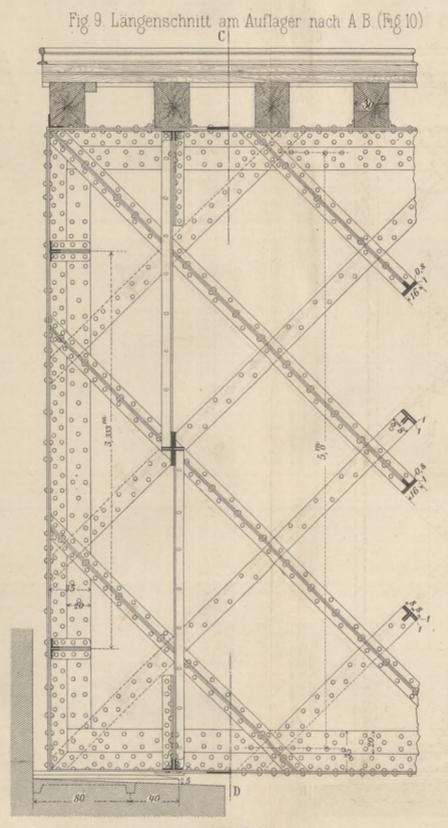
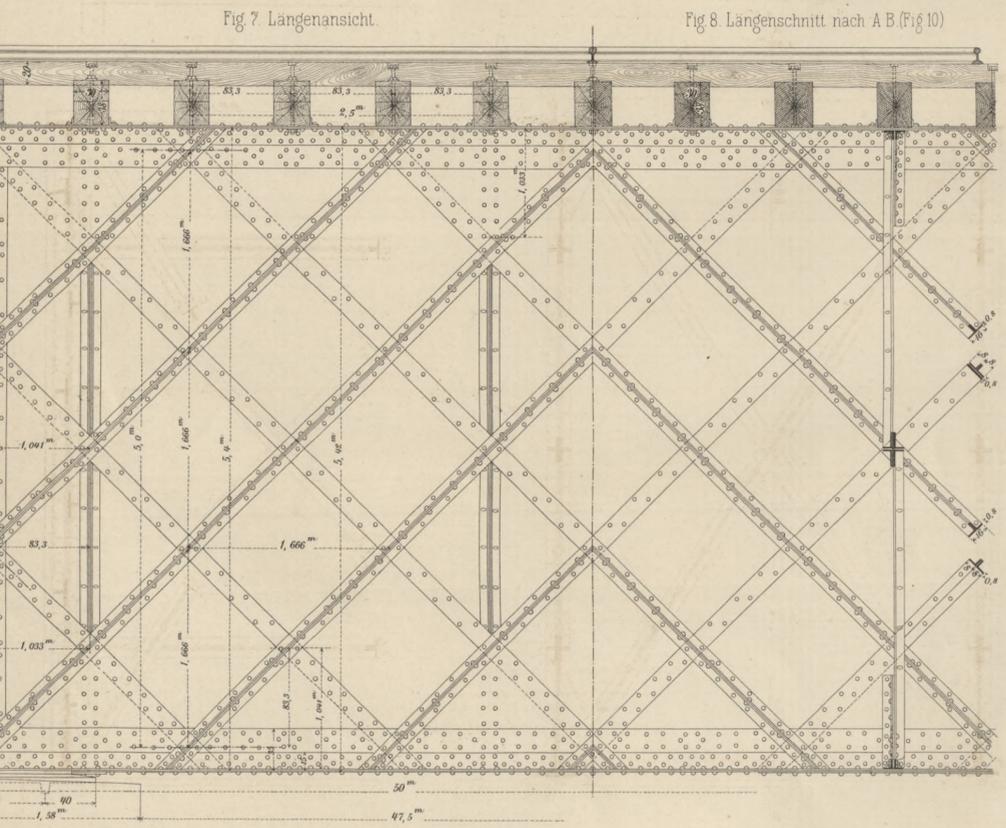
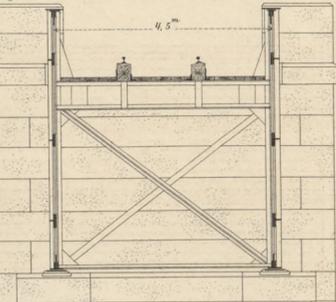
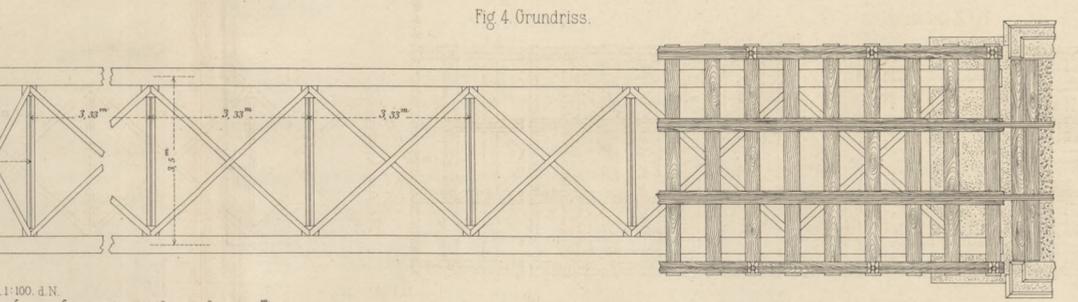
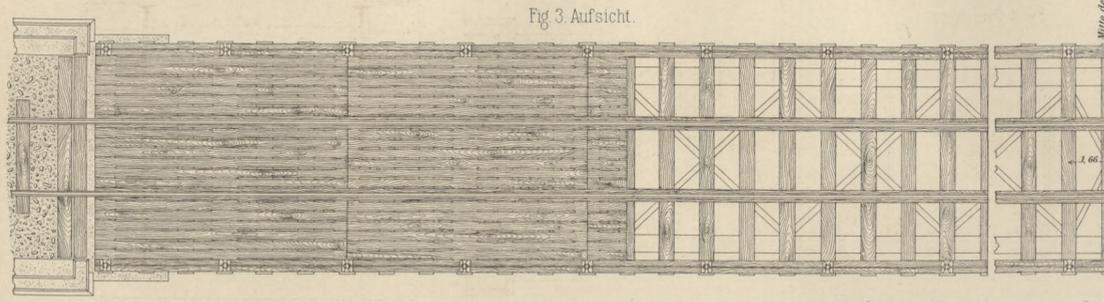
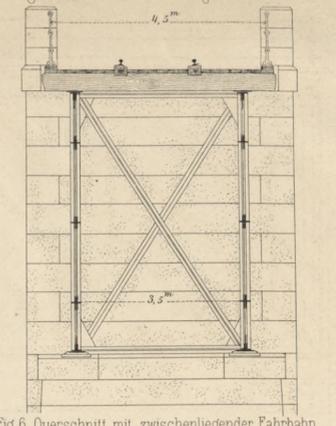
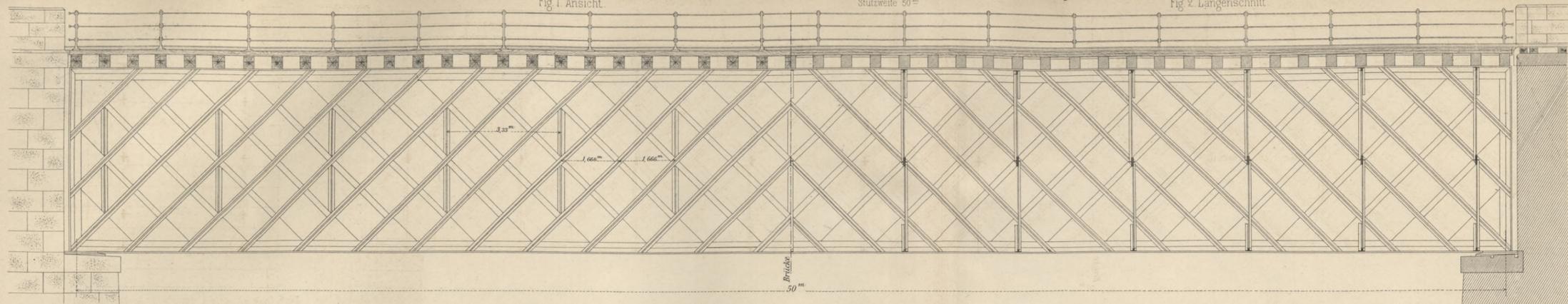


Fachwerkbrücken mit doppelter Stabreihe.  
 Brücke über die Ruhr bei Kettwig mit zwei Öffnungen von je 62,23<sup>m</sup> lichter Weite.











*f. 2021*







WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
Biblioteka Politechniki Krakowskiej



IV-301012

Kdn., Czapskich 4 — 678. 1. XII. 52. 10,000

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000302887