

# DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang

BERLIN, 23. Oktober 1925

Heft 46

## Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim.<sup>1) 2)</sup>

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. Ernst Gaber, Karlsruhe.

### I. Die Vorgeschichte des Wettbewerbes.

Die dem Staate gehörige Friedrichsbrücke, die die Verlängerung der nord-südlichen Hauptstraße Mannheims, die „Breite Straße“, über den Neckar führt, ist eine Landstraßenbrücke und vor 36 Jahren vom Badischen Staat nach dem Entwurfe Gerbers als Gerberfachträger in Hängebrückenform mit drei Gurten gebaut worden.

Das rasche Anwachsen der rechtsufrigen Neckarvorstadt Ende der 90er Jahre ließ den Verkehr auf dieser Brücke stark anschwellen; auch brachte die Anlage des Industriehafens nahe der Neckarmündung einen neuen, mehr westlich verlaufenden Industrieverkehr, so daß sich die Stadtgemeinde Ende des vorigen Jahrhunderts zum Bau einer

Friedrichsbrücke durch allerlei verkehrspolizeiliche Maßnahmen nicht entlastet werden kann, stellte das Tiefbauamt unter seinem damaligen Vorstände, dem verstorbenen Oberbaurat Stauffert, bereits vor dem Kriege einen Entwurf für eine oberhalb der Friedrichsbrücke gelegene dritte Straßenbrücke auf, der sich die Entwurf- und Bauverfahren bei der Jungbuschbrücke zu Nutzen machte, daher bei untenliegender Fahrbahn eine größte Straßensteigung von 1:62 erhielt und den Untergrund nur lotrecht belastete. Stauffert wählte ein eisernes Tragwerk und zwar einen über drei Felder gehenden, durchlaufenden Blechträger, dessen Mittelöffnung an über der Fahrbahn liegenden Druckbogen aufgehängt wurde. Der Fahrbahnscheitel erhielt danach

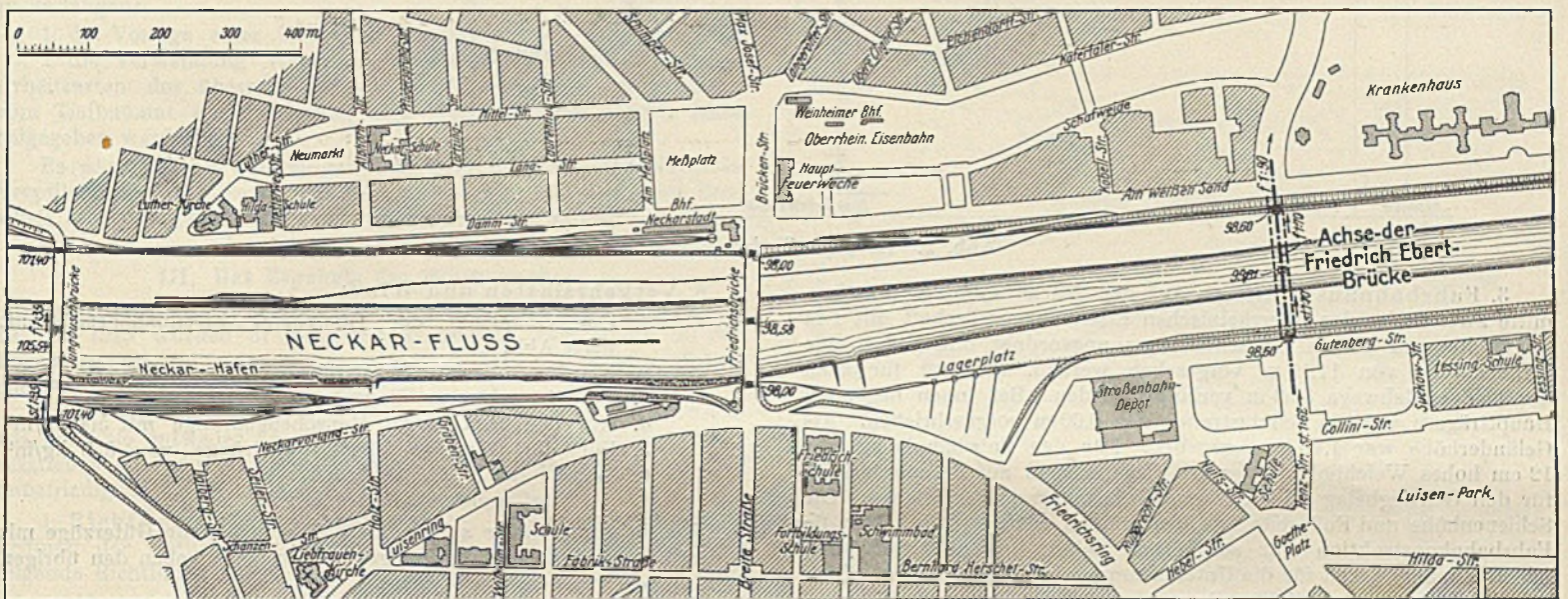


Abb. 1. Lageplan der drei Neckarbrücken.

tädtischen Neckarbrücke, der Jungbuschbrücke, näher der Neckarmündung entschließen mußte, die auf Grund eines öffentlichen Wettbewerbes nach dem Entwurfe der Firma Grün & Bilfinger als Brücke mit hoch liegender Fahrbahn ausgeführt wurde. Die Mittelöffnung dieser Brücke wird durch einen äußerst flachen, flußeisernen Zweigelenkbogen überspannt, während die beiden Seitenöffnungen ebenfalls für jene Zeit außerordentlich kühne Dreigelenkbetonbogen erhielten. Die nach heutiger Erkenntnis zu hoch gespannten wasserpolizeilichen Vorschriften hatten damals verlangt, daß bei dem höchsten schiffbaren Wasserstande des Rheines die Durchfahrt für Schiffe jeglicher Art vom Rhein her möglich sein sollte, die vor den kommenden Hochwassern einen Neckarhafen aufsuchen wollten. Da außerdem jedes Konstruktionsglied, auch die Lager, 1 m über dem höchsten Hochwasser liegen mußte und die Stadt an der oben liegenden Fahrbahn festhielt, ergab sich für die Fahrbahn dieser Jungbuschbrücke eine viel zu große Steigung von 1:35. Diese für das normale schwer beladene Fuhrwerk der Ebene unerträglich große Steigung wirkte derartig verkehrsabweisend, daß die erhoffte Entlastung der Friedrichsbrücke in bedenklicher Weise ausblieb. Bei der Bauausführung der Jungbuschbrücke, deren Massivbau von Holzmann & Cie. stammt, erwies sich insbesondere der Untergrund am rechten Endwiderlager als wenig geeignet zur Aufnahme eines großen Schubes, da die Baustelle im Altrheingebiet mit seinem häufig wechselnden Untergrunde lag und mit Widerlagerbewegungen zu kämpfen hatte.

Angesichts der klaren Erkenntnis, daß die Jungbuschbrücke im wesentlichen nur den Lastkraftwagen- und Personenverkehr zwischen den beiderseits des Neckars gelegenen Hafenvierteln übernimmt, und die

eine Meereshöhe von 99,81 gegen 98,58 bei der tiefliegenden und nahezu steigungslosen Friedrichsbrücke und von 104,54 bei der weiter unten gelegenen Jungbuschbrücke. Das wasserpolizeiliche Genehmigungsverfahren wurde noch vor dem Kriege zum Abschluß gebracht. Im Kriege blieb die Angelegenheit ruhen und wurde erst Ende vorigen Jahres wieder aufgenommen. In letzter Minute, kurz vor der endgültigen Beschlußfassung über die Bauausführung des schon genehmigten Vorkriegsentwurfes entschloß sich der Bürgerschaft Mannheim zum Ausschreiben eines öffentlichen Wettbewerbes, da er annahm, daß der Brückenbau in dem seit der Entwurfsausstellung verstrichenen Jahrzehnt solche Fortschritte gemacht habe, daß heute eine noch bessere Lösung als jene von 1913 gefunden werden könne.

### II. Die Wettbewerbsbedingungen.

1. Allgemeine Anordnung. Unter Beigabe ausreichender Planunterlagen wurden die Grundrißlage der neuen Brücke senkrecht zu den beiden Hochwasserdamm-Oberkanten und die Achsen der rechts- und linksufrigen Zufahrtrampen festgelegt. Die Vorderfläche des linken Uferwiderlagers sollte 1,58 m vor der linken Dammoberkante, jene des rechten Uferwiderlagers 1,08 m vor der rechten Dammoberkante liegen, so daß die Gesamtentfernung der beiden Widerlagerflächen sich zu 196 m ergab.

Im Flußprofil wurden nur zwei Pfeiler zugelassen, deren Entfernung mindestens 80 m betragen sollte. Im Längsprofil wurde die Neigung der Straßen und der Brückenfahrbahn vorgeschrieben — die größte betrug 1:62 — und eine wesentliche Änderung abgelehnt. Für das Längsprofil war ferner angeordnet, daß die Durchfahrt für den Schiffsverkehr in der Mitte auf 40 m Breite und bis zur Meereshöhe 97,50 m freigehalten werden mußte. Zu den beiden Uferstraßen sollten 1,50 m breite Treppen nach den Neckarvorländern angeordnet werden.

<sup>1)</sup> Von diesem Aufsatz erscheint demnächst im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W66, ein Sonderdruck.

<sup>2)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 22 u. 31.



2. Gründungstiefe und Bodenpressung. Gemäß Verfügung der Flußbaubehörde war für die Endwiderlager die Gründungstiefe mit 79,80 m, für die Mittelpfeiler mit 74,80 m, also 4,88 m und 9,88 m unter der Flußsohle vorgeschrieben. Unter Ausschluß der Pfahlgründung für Pfeiler und Widerlager war als größte zulässige Bodenpressung bei den Pfeilern  $5,5 \text{ kg/cm}^2$  und bei den Widerlagern  $4,5 \text{ kg/cm}^2$  zugelassen, während die Flügel- und Stützmauern  $2,5 \text{ kg/cm}^2$  haben sollten.

Starkstromkabel. Ein bekriechbarer Raum, 1 m breit und 1,10 m hoch für 12 Kabel mit  $\varnothing = 90 \text{ mm}$  und einem Gesamtgewicht von  $400 \text{ kg/m}$  war vorgeschrieben. Die freie Traglänge der Kabel wurde mit 1,10 m angegeben.

Schwachstromkabel. Ein Raum von 2 m Breite und 0,18 m Höhe war vorgeschrieben, ferner ein Kabelgewicht von  $560 \text{ kg/m}$  und eine freie Traglänge von 2,20 m.

Ein Raum von 2 m Breite und 0,18 m Höhe war vorgeschrieben, ferner ein Kabelgewicht von  $560 \text{ kg/m}$  und eine freie Traglänge von 2,20 m.

Ein Raum von 2 m Breite und 0,18 m Höhe war vorgeschrieben, ferner ein Kabelgewicht von  $560 \text{ kg/m}$  und eine freie Traglänge von 2,20 m.

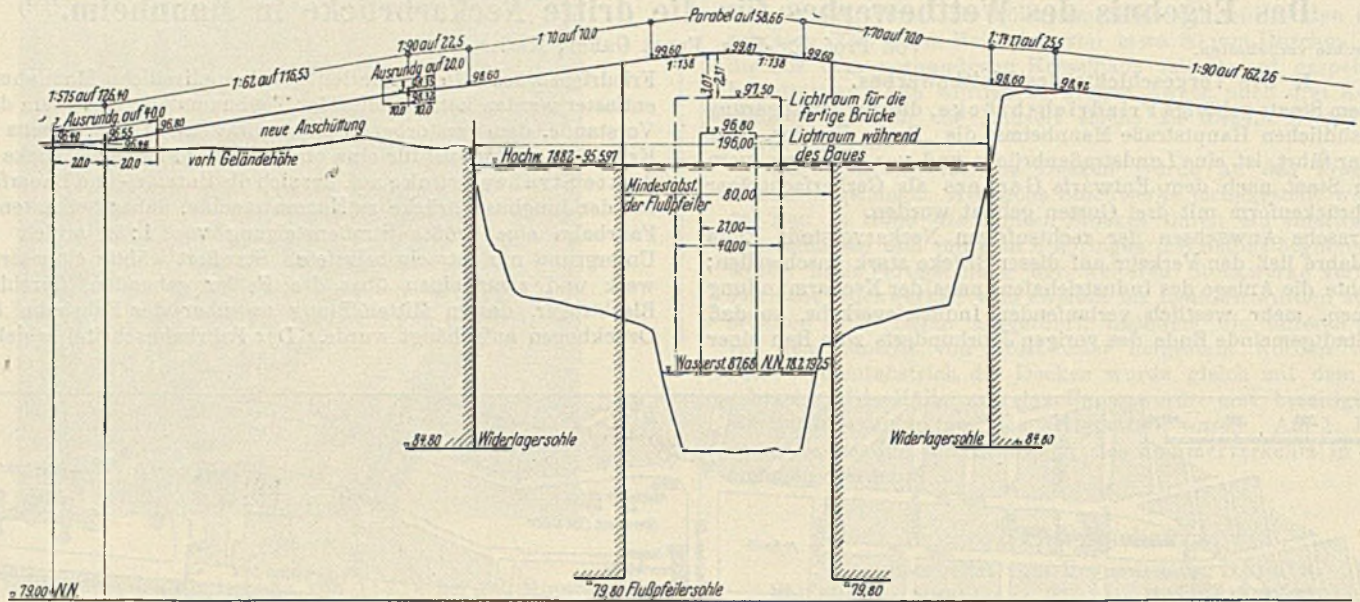


Abb. 2. Längsprofil der Fahrbahnmitte.

3. Fahrbahnausbildung. Auf der Brücke sollten in Straßenmitte zwei Gleise der Oberrheinischen Eisenbahngesellschaft mit 1 m Spurweite und 3,10 m Gleisentfernung angeordnet und daher eine Straßenbreite von 11,10 m vorgesehen werden, während für jeden der beiden Gehwege 3,50 m verlangt wurden. Bei innen liegenden Hauptträgern war ein Schutzstreifen von 0,60 m vorgeschrieben. Als Geländerhöhe war 1,10 m angegeben. Für den Fahrbahnbelag war 12 cm hohes Weichholzplaster mit Fugenausguß auf Betonunterlage, für den Gehwegbelag 2,5 cm starker Gußasphalt vorgeschrieben. Die Schienenhöhe und Fußbreite der Straßenbahn betrug 18 cm. Für die Fahrbahnkonstruktion war sorgfältiger Schutz gegen Wasser und leichte Zugänglichkeit für die Unterhaltungsarbeiten gewünscht. Über der Fahrbahn war ein lichter Raum von 6 m Höhe für den Straßenverkehr frei zu halten.

4. Baustoff. Die Wahl des Baustoffes und des Systems für die Hauptträger war jedem Bewerber offen gelassen. Entschloß er sich zum Eisenbau, so war sowohl Flußstahl St 37 wie hochwertiger Baustahl St 48 anzubieten und für die Mittelöffnung ein Besichtigungswagen mit elektrischem Antriebe vorzusehen.

5. Leitungen. Unter der Fahrbahn waren folgende Leitungen unterzubringen:

- Wasserleitungsrohre, 2 Stück,  $\varnothing = 840 \text{ mm}$  mit  $550 \text{ kg/m}$  Gewicht,
- 1 Stück,  $\varnothing = 600 \text{ mm}$  und  $250 \text{ kg/m}$  "
- Gasleitungsrohre, 1 Stück,  $\varnothing = 740 \text{ mm}$  und  $550 \text{ kg/m}$  "
- 1 Stück,  $\varnothing = 600 \text{ mm}$  und  $120 \text{ kg/m}$  "

Jedem Rohr durfte eine freie Traglänge von 4,50 m zugemutet werden.

6. Verkehrslasten und Wind:

1. Der Lastenzug der Oberrhein. Eisenbahngesellschaft nach Abb. 3.
2. Eine 25 t schwere Dampfwalze.
3. Ein 24 t schwerer Wagen.
4. Auf den Restflächen Menschengedänge mit  $500 \text{ kg/m}^2$ .
5. Für die Gehwege Menschengedänge von  $550 \text{ kg/m}^2$ .
6. Wind. Bei belasteter Brücke:  $150 \text{ kg/m}^2$ , bei unbelasteter Brücke:  $250 \text{ kg/m}^2$ .

Für die Hauptträger sollten zwei sich kreuzende Güterzüge mit je drei Lokomotiven mit angehängten Güterwagen neben den übrigen Belastungen angenommen werden.

7. Zulässige Spannungen. Der Berechnung des Eisenbauwerkes sollten die neuen Reichsbahnbrückenbauvorschriften zugrunde gelegt, für Eisenbetonkonstruktionen durften die neuen Bestimmungen gewählt werden.

Für die Pfeiler und Widerlager und alle Mauern war Stampfbeton mit einer größten zulässigen Druckspannung von  $15 \text{ kg/cm}^2$  vorgeschrieben. Die Sichtflächen der Pfeiler und Widerlager sollten eine Verkleidung aus bestem Naturstein erhalten. Die Sockel der Strompfeiler sollten mit Granit verkleidet und ihre über dem Strom gelegenen Kanten mit Eisenschienen gegen Eisgang geschützt werden.

8. Vorschriften für die Bauausführung. Es war vorgeschrieben, daß von Dezember bis Mitte Februar keine Rüstung im Flußbett oder den Vorländern bestehen dürfe und daß während der übrigen Zeit in der Flußrinne eine Durchfahrtöffnung von 21 m Breite und 5 m Höhe über dem höchsten schiffbaren Wasserstande, also bis auf die Meereshöhe 96,80 m offen gehalten werden müsse. Die Wasserstands-bewegung des Neckars und die bekannten höchsten und niedrigsten Wasserstände waren graphisch dargestellt.

Von dem Wettbewerber waren einzu-reichen:

1 Blatt mit Ansicht und Grundriß i. M. 1:200, 1 Blatt mit Ansicht und Grundriß der beiden Uferpfeiler und der beiden Endwiderlager i. M. 1:100 oder 1:200, 1 Blatt mit Querschnitten des Haupttragwerkes und Einzelheiten der Fahrbahn und des Gehweges i. M. 1:50, die Ergänzung des beigegebenen Längsprofils i. M. 1:500 und 1:50, 3 Schaubilder, eines von flußunterhalb, eines von oberhalb, eines genau in Brückenachse unter Verwendung der beigegebenen 3 Lichtbilder, ein Erläuterungsbericht, eine über-

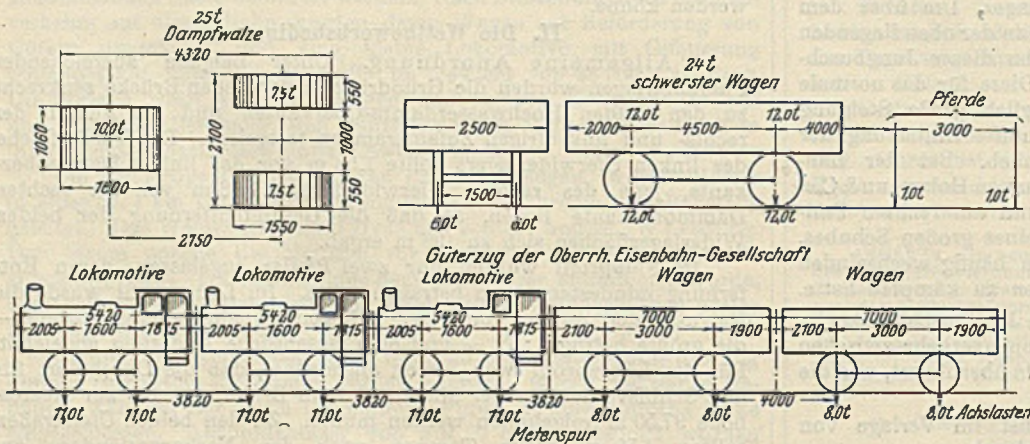


Abb. 3. Verkehrslasten der Brücke.



schlägige Kostenberechnung für den gesamten Bau einschließlich Erdarbeiten.

Es war dem Bewerber freigestellt, außerdem ein verbindliches Angebot für den gesamten Brückenbau einschließlich Erdarbeit mit festen oder gleitenden Preisen besonders beizugeben, wobei die Massen und Gewichte des Angebotes insofern bindend waren, daß zwar nach den wirklichen Massen und Gewichten abgerechnet, aber mehr Massen und mehr Gewichte nicht vergütet werden sollten. Vorlage der Kalkulation eines jeden Einheitspreises vor Zuschlagerteilung war vorgeschrieben. Das Angebot war verbindlich bis zum 1. Dezember 1925.

Das Preisgericht bestand aus dem Oberbürgermeister, 3 Stadträten, den beiden Vorständen des Hoch- und Tiefbauamtes, einem techn. Oberbeamten der Staatl. Wasser- und Straßenbaudirektion, dem Professor Dr. Bonatz aus Stuttgart als Architekt, den beiden Professoren Kayser-Darmstadt und Gaber-Karlsruhe als Vertretern des Eisen- und Massivbaues, dem Privatdozenten Professor Dr.-Ing. Kleinlogel-Darmstadt als Vertreter des Eisenbetonbaues.

Vier Preise im Gesamtbetrage von 21 500 R.-M. und außerdem der Ankauf von weiteren Entwürfen zum Preise von je 1500 R.-M. waren in Aussicht gestellt. Ohne bindende Verpflichtung war außerdem vorgesehen, den Verfasser des preisgekrönten Entwurfes, wenn er zur Ausführung gewählt werde, bei der Ausarbeitung der baureifen Pläne heranzuziehen.

Es hätte sich empfohlen, beim Wettbewerb noch ausdrücklich zu verlangen:

1. die Vorlage einer statischen Berechnung der Haupttragteile,
2. die Verwendung von Einheitspreisen für die verschiedenen Arbeitsarten des überschlägigen Kostenvoranschlages, deren Höhe vom Tiefbauamt als Richtpreise den Wettbewerbsunterlagen hätte beigegeben werden sollen.

Es wäre ferner erwünscht gewesen, wenn die Stadt eine bindende Verpflichtung zur Übertragung der Bearbeitung der baureifen Entwürfe dem preisgekrönten Wettbewerber zugesagt hätte.

### III. Das Ergebnis des Wettbewerbes.

Trotz der außerordentlich knappen Frist von Mitte April bis 29. Mai 1925 wurden 37 Entwürfe eingereicht, von denen 20 das Haupttragwerk im wesentlichen aus Eisen und 17 im wesentlichen aus Beton oder Eisenbeton vorsahen.

Das Preisgericht schied nach zweimaligem Rundgang 26 Entwürfe aus, weil sie entweder zu stark gegen die Wettbewerbsbedingungen verstießen oder die Aufgabe technisch oder ästhetisch offensichtlich unbefriedigend gelöst hatten.

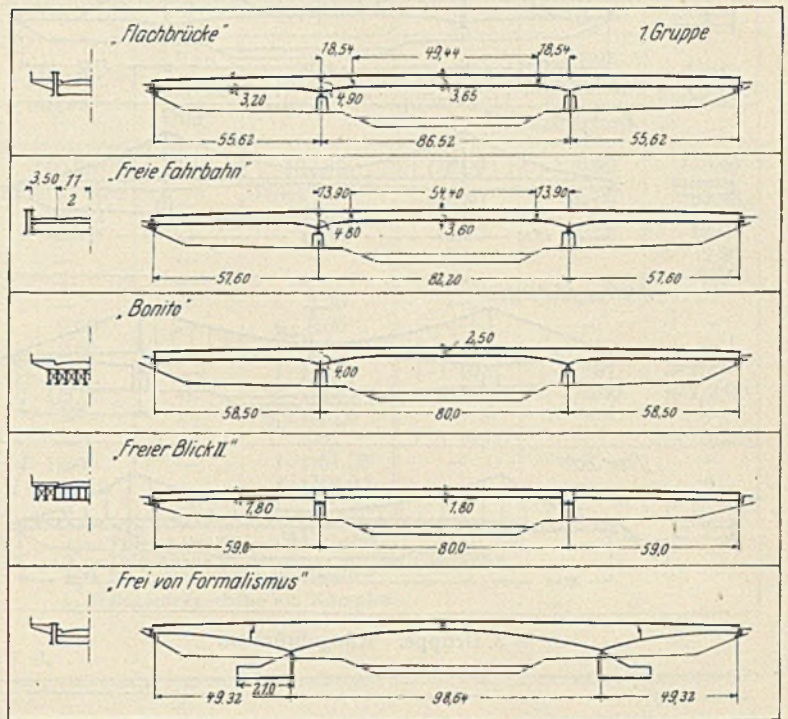
1. Richtlinien des Preisgerichtes. Vor der eingehenden Prüfung der restlichen 10 Entwürfe stellte sich das Schiedsgericht folgende Richtlinien auf:

1. Als wesentlicher Verstoß gegen die Wettbewerbsbedingungen wird nicht angesehen,
  - a) wenn die Straßenrampen eine Steigung bis 1:60 erhalten,
  - b) wenn entsprechend ausgebildete Konstruktionsteile in der Nähe der Auflager oder Kämpfer etwa bis zu 1 m ins Hochwasser reichen.
2. Nach den Erfahrungen bei der Jungbuschbrücke darf der Untergrund nicht als genügend zuverlässig angesehen werden, so daß ihm nach Möglichkeit große Schübe nicht zugemutet werden sollen und eine äußerlich statisch bestimmte Lagerung den Vorzug verdient.
3. Bei dem flachen Charakter des ganzen Landschaftsbildes und der Umgebung ist es erwünscht, wenn die über der Fahrbahn liegende Masse der Hauptträger und Querverbindungen möglichst eingeschränkt wird, so daß Tragwerke mit oberliegender Fahrbahn schon mit Rücksicht auf ein befriedigendes Zusammenklingen mit den beiden benachbarten Brücken den Vorzug verdienen.
4. Bei der heute erwünschten Verkehrsregelung ist ein Querverkehr auf der Brücke nicht nötig und die Anordnung der Hauptträger zwischen Gehweg und Fahrbahn aus wirtschaftlichen Gründen die richtige. Die Rohrleitungen sollen dann nicht unter den Gehwegen liegen, um sie von der Seite dem Anblick zu entziehen.
5. Mit Rücksicht auf die Unterhaltungskosten wird die Lagerung der Fahrbahn auf einer durchgehenden Eisenbetonplatte als beste Lösung angesehen.
6. Wieder mit Rücksicht auf die billige Unterhaltung sollen vollwandige Eisentragwerke der Ausbildung als Fachwerk vorgezogen werden, zumal auch die äußere Wirkung eine ruhigere ist, und eine möglichst geringe Zahl von Hauptträgern angestrebt werden.

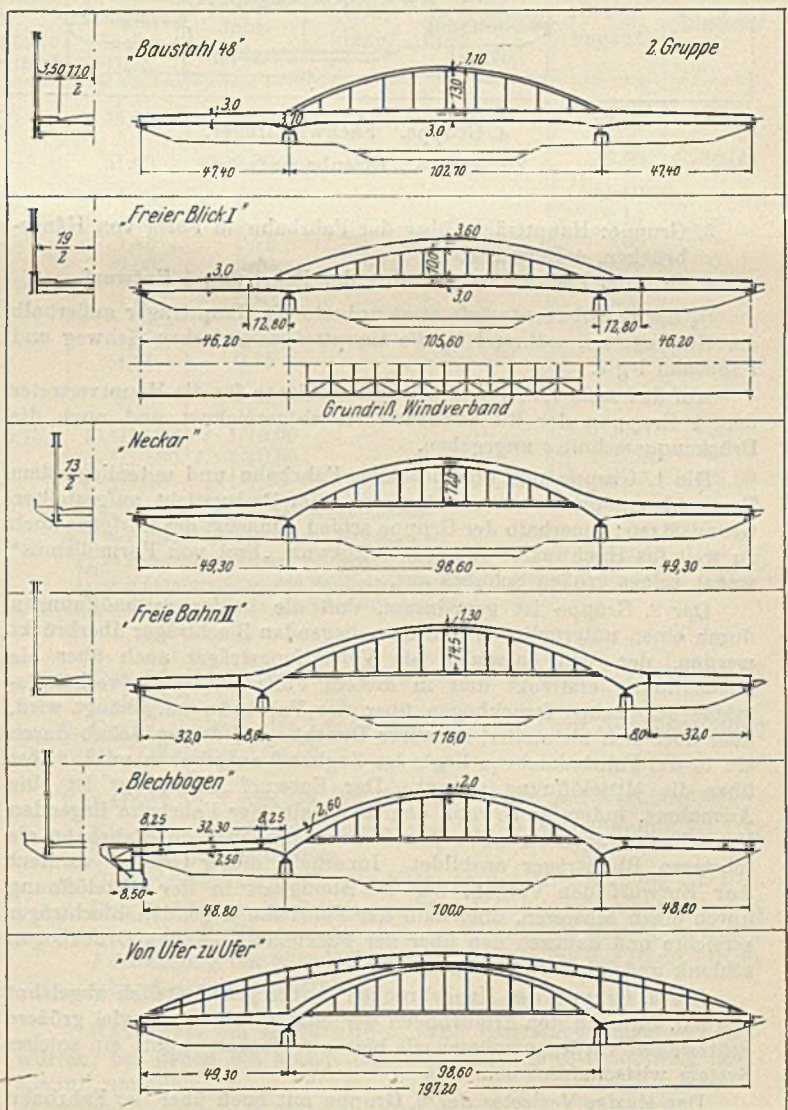
2. Entwürfe im Eisenbau. Die 20 eingereichten Entwürfe zerfallen in 4 Hauptgruppen:

1. Gruppe: Fahrbahn oben, 6 Entwürfe.

2. Gruppe: Versteifungsträger mit über der Fahrbahn liegenden Druckbogen in der Mittelöffnung, 9 Entwürfe.



1. Gruppe. Fahrbahn oben.



2. Gruppe. Versteifungsträger mit über der Fahrbahn liegendem Druckbogen in der Mittelöffnung.

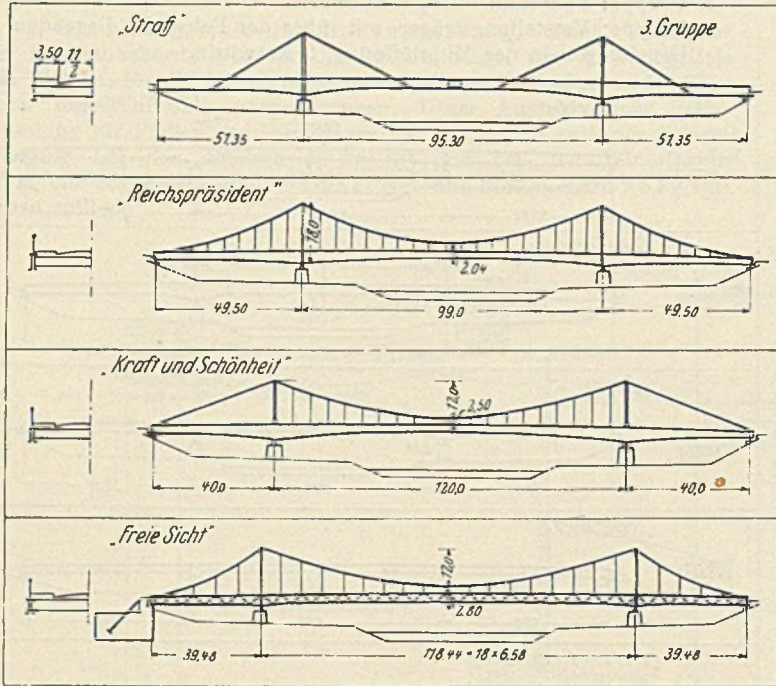
Abb. 4. Eisenbauentwürfe.



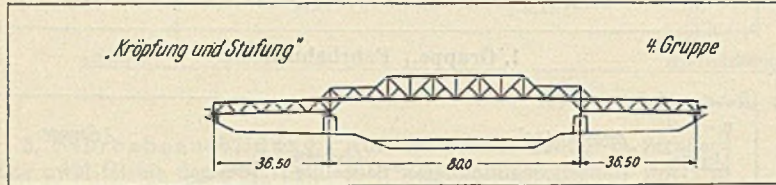
Liste 1.

Gruppe Nr.	1				
	1	2	3	4	5
Kennwort	„Flachbrücke“	„Freie Fahrbahn“	„Bonito“	„Freier Blick II“	„Frei von Formalismus“
$l$	86,52	82,20	80,00	80,00	98,64
$l'$	49,44	54,40	—	—	—
$c$	18,54	13,90	—	—	—
$l_1$	55,62	57,60	58,50	59,00	49,32
$h'$	3,65	3,60	2,50	1,80	—
$h_0$	4,90	4,80	3,80	1,80	—
$h_1$	3,20	—	3,60	1,80	—
$h' = l' \cdot 1/n$	$l' \cdot 1/13,60$	$l' \cdot 1/15,00$	$l \cdot 1/15,40$	$l \cdot 1/32,7$	—
$h_0 = l \cdot 1/n$	$l \cdot 1/17,60$	$l \cdot 1/11,00$	$l \cdot 1/21,00$	$l \cdot 1/44,4$	—
$h_1 = l_1 \cdot 1/n$	$l_1 \cdot 1/17,40$	—	$l_1 \cdot 1/16,20$	$l_1 \cdot 1/33$	—
$l_1 = l \cdot 1/n$	$l \cdot 1/1,55$	$l \cdot 1/1,43$	$l \cdot 1/1,36$	$l \cdot 1/1,36$	$l \cdot 1/2,00$
$c = l_1 \cdot 1/n$	$l_1 \cdot 1/3,00$	$l_1 \cdot 1/4,15$	—	—	—
$l' = l \cdot 1/n$	$l \cdot 1/1,75$	$l \cdot 1/1,52$	—	—	—

$l$  = Spannweite der Mittelöffnung  
 $l'$  = Spannweite des eingehängten Trägers  
 $c$  = Länge des Kragarmes  
 $l_1$  = Spannweite der Seitenöffnung  
 $h'$  = Trägerhöhe in der Mitte der Mittelöffnung  
 $h_0$  = Trägerhöhe in der Mitte der Seitenöffnung  
 $h_1$  = Trägerhöhe über dem Pfeiler.



3. Gruppe. Hängebrücken.



4. Gruppe. Fachwerkträger.  
 Zu Abb. 4. Eisenbauentwürfe.

3. Gruppe: Hauptträger über der Fahrbahn in Form von Hängebrücken, 4 Entwürfe.

4. Gruppe: Fachwerkträger über der Fahrbahn, 1 Entwurf.

1/3 der Eisenbauentwürfe etwa ordnete die Hauptträger außerhalb der Gehwege an, während 2/3 die Hauptträger zwischen Gehweg und Fahrbahn legte.

Auf den Abb. 4, 5, 6 sind die Systemskizzen für die Hauptvertreter der 4 Gruppen der Eisenbauentwürfe aufgezeichnet und auch die Brückenquerschnitte angegeben.

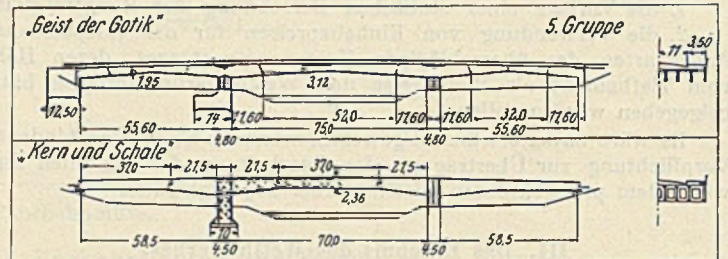
Die 1. Gruppe mit oberliegender Fahrbahn und untenliegendem Tragwerk entspricht am meisten den vom Preisgericht aufgestellten Grundsätzen; innerhalb der Gruppe schied zunächst der übrigens auch zu weit ins Hochwasser tauchende Entwurf „Frei von Formalismus“ wegen seines großen Schubes aus.

Der 2. Gruppe ist gemeinsam, daß die beiden Seitenöffnungen durch einen unterhalb der Fahrbahn liegenden Blechträger überbrückt werden, der sich entweder als Versteifungsträger auch über die Mittelöffnung erstreckt und in diesem Falle an einem verhältnismäßig schwachen Druckbogen über der Fahrbahn aufgehängt wird, oder aber sich als steifer, schwerer Druckbogen, dessen Schub durch ein in der Fahrbahnebene liegendes Zugband aufgehoben wird, selbst über die Mittelöffnung spannt. Der Entwurf „Übergang“ ist eine Ausnahme, indem er sowohl den unterhalb der Fahrbahn liegenden Versteifungsträger als auch den Druckbogen über der Fahrbahn als schweren Blechträger ausbildet. Innerhalb dieser Gruppe verdient der Entwurf den Vorzug, der die Steifigkeit in der Mittelöffnung durch einen schweren, unterhalb der Fahrbahn liegenden Blechträger erreichte und dadurch den über der Fahrbahn liegenden Druckbogen schlank und leicht halten kann.

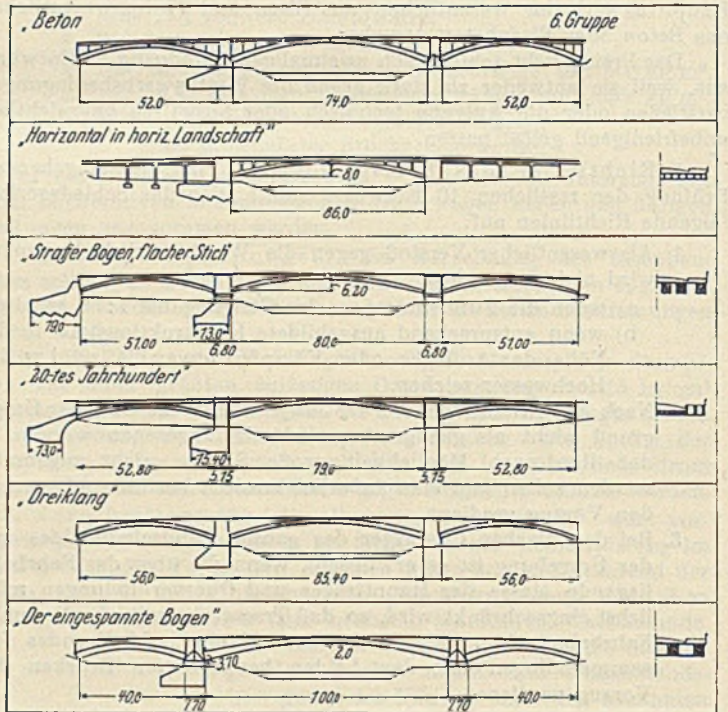
Die 3. Gruppe der Hängebrücken mußte grundsätzlich abgelehnt werden, da nach den Erfahrungen der letzten Jahrzehnte viel größere Stützweiten vorliegen müssen als hier am Neckar, wenn ein solches System wirtschaftlich sein soll.

Der einzige Vertreter der 4. Gruppe mit hoch über der Fahrbahn aufragendem Strebenfachwerk schied bei der gewählten Systemanordnung für Mannheim aus.

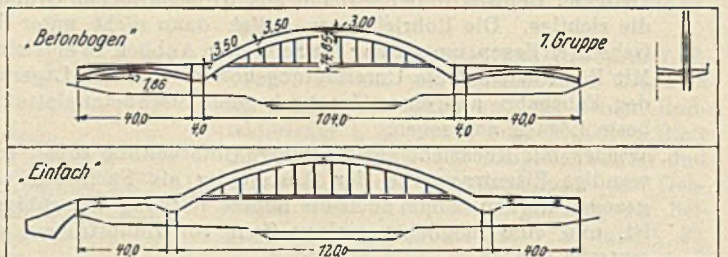
In der Liste 1 sind einige kennzeichnende Maße und Verhältnisse der 1. Gruppe zusammengestellt.



5. Gruppe. Gerberträger.



6. Gruppe. Untenliegender Bogen.



7. Gruppe. Obenliegender Bogen.

Abb. 5. Entwürfe im Massivbau.



Liste 2.

Gruppe	2							3		
	1	2	3	4	5	6	7	2	3	4
Nr.										
Kennwort	„Bau- stahl 48“	„Freier Blick I“	„Neckar“	„Freie Bahn II“	„Blech- bogen“	„Von Ufer zu Ufer“	„Freier Uferblick“	„Reichs- präsident“	„Kraft und Schön- heit“	„Freie Sicht II“
$l$	102,70	105,60	98,60	116,00	100,00	—	102,96	99,00	120,00	118,44
$l_1$	47,40	46,20	49,30	$\left. \begin{matrix} 32 + 8 \\ = 40,00 \end{matrix} \right\}$	$\left. \begin{matrix} 32 + 2 \cdot 8,25 \\ = 48,50 \end{matrix} \right\}$	—	$\left. \begin{matrix} 39,60 + 7,92 \\ = 47,52 \end{matrix} \right\}$	49,50	40,00	39,48
$f$	13,00	10,80	12,00	14,50	—	—	12,00	12,00	12,00	12,00
$h$	—	3,00	—	—	—	—	—	2,04	—	2,80
$h_0$	3,70	4,00	—	—	—	—	—	—	—	3,80
$h_1$	3,00	3,00	—	—	—	—	3,30	—	—	—
$h_s$	1,10	—	—	1,30	2,00	—	2,00	—	—	—
$h_k$	—	—	—	—	2,60	—	3,86	—	—	—
$f = l \cdot 1/n$	$l \cdot 1/8,0$	$l \cdot 1/9,70$	$l \cdot 1/8,20$	$l \cdot 1/8,00$	—	—	$l \cdot 1/8,60$	$l \cdot 1/10$	$l \cdot 1/10$	$l \cdot 1/10$
$l_1 = l \cdot 1/n$	$l \cdot 1/2,18$	$l \cdot 1/2,28$	$l \cdot 1/2,00$	$l \cdot 1/2,90$	$l \cdot 1/2,05$	—	$l \cdot 1/2,20$	$l \cdot 1/2,00$	$l \cdot 1/3,00$	$l \cdot 1/3,00$
$h_1 = l_1 \cdot 1/n$	$l_1 \cdot 1/15,80$	$l_1 \cdot 1/15,40$	—	—	—	—	$l_1 \cdot 1/14,3$	—	—	—
$h = l \cdot 1/n$	—	$l \cdot 1/35,00$	—	—	—	—	—	$l \cdot 1/48,00$	—	$l \cdot 1/42,00$
$h_s = l \cdot 1/n$	$l \cdot 1/95$	—	—	$l \cdot 1/90,00$	$l \cdot 1/50$	—	$l \cdot 1/51,50$	—	—	—
$c = l \cdot 1/n$	—	—	—	$l \cdot 1/14,50$	$l \cdot 1/12,10$	—	$l \cdot 1/13,00$	—	—	—
$h_0 = l \cdot 1/n$	$l \cdot 1/28,00$	$l \cdot 1/26,50$	—	—	—	—	—	—	—	$l \cdot 1/31,00$

$l$  = Spannweite der Mittelöffnung  
 $l_1$  = Spannweite der Seitenöffnung  
 $f$  = Stich des Bogens bzw. der Kette  
 $h$  = Trägerhöhe in der Mitte der Mittelöffnung

$h_0$  = Trägerhöhe über dem Pfeiler  
 $h_1$  = Trägerhöhe in der Mitte der Seitenöffnung  
 $h_s$  = Bogenträgerhöhe im Scheitel  
 $h_k$  = Bogenträgerhöhe am Kämpfer.

Liste 3.

Gruppe	5			6				7		
	1	2		1	2	3	4	2	3	
Nr.										
Kennwort	„Geist der Gotik“	„Kern und Schale“	„Beton“	„Horizontal in horizontaler Landschaft“	„Straffer Bogen Flacher Stich“	„20stes Jahr- hundert“	„Drei- klang“	„Ein- gespannter Bogen“	„Beton- bogen“	„Einfach“
$l$	$\left. \begin{matrix} 52 + 2 \cdot 11,60 \\ = 75,20 \end{matrix} \right\}$	$\left. \begin{matrix} 37 + 2 \cdot 21,5 \\ = 80,00 \end{matrix} \right\}$	74,00	86,00	79,00	79,00	85,40	100,00	104,00	120,00
$l_1$	$\left. \begin{matrix} 32 + 2 \cdot 11,60 \\ = 55,60 \end{matrix} \right\}$	$\left. \begin{matrix} 37 + 28,5 \\ = 58,50 \end{matrix} \right\}$	52,00	—	51,00	53,30	56,00	40,00	46,00	40,00
$f$	3,12	—	—	8,00	6,20	5,28	—	—	15,00	—
$f_1$	1,95	—	—	—	4,75	3,65	—	—	2,14	—
$h_s$	—	2,35	—	—	1,33	0,76	—	2,00	3,00	—
$h_k$	—	—	—	—	2,00	0,70	—	3,70	3,50	—
$h$ in $\frac{l}{4}$	—	—	—	—	1,50	0,80	—	—	3,50	—
$h_{s1}$	—	—	—	—	1,50	0,55	—	—	—	—
$h_{k1}$	—	—	—	—	1,80	0,55	—	—	—	—
$h$ in $\frac{l_1}{4}$	—	—	—	—	1,50	0,60	—	—	—	—
$f = l \cdot 1/n$	$l \cdot 1/16,7$	—	—	$l \cdot 1/10,75$	$l \cdot 1/12,80$	$l \cdot 1/15,00$	—	—	$l \cdot 1/7,00$	—
$f_1 = l_1 \cdot 1/n$	$l_1 \cdot 1/16,6$	—	—	—	$l_1 \cdot 1/10,80$	$l_1 \cdot 1/10,80$	—	—	$l_1 \cdot 1/21,50$	—
$l_1 = l \cdot 1/n$	$l \cdot 1/1,35$	$l \cdot 1/2,15$	$l \cdot 1/1,42$	—	$l \cdot 1/1,55$	$l \cdot 1/1,50$	$l \cdot 1/1,52$	$l \cdot 1/2,50$	$l \cdot 1/2,26$	$l \cdot 1/3,00$

$l$  = Spannweite der Mittelöffnung  
 $l_1$  = Spannweite der Seitenöffnung  
 $f$  = Stich des Mittelbogens  
 $f_1$  = Stich des seitlichen Bogens  
 $h_s$  = Scheitelstärke des Mittelbogens

$h_k$  = Kämpferstärke des Mittelbogens  
 $h_{l/4}$  = Bogenstärke in  $l/4$  im Mittelbogen  
 $h_{s1}$  = Scheitelstärke des seitlichen Bogens  
 $h_{k1}$  = Kämpferstärke des seitlichen Bogens  
 $h_{l/4}$  = Bogenstärke in  $l_1/4$  im seitlichen Bogen.

Für Gruppe 1 (Fahrbahn oben) ergibt sich nach Liste 1 folgendes:

1. Die Blechträgerhöhe schwankt in der Seitenöffnung zwischen  $1/16,2$  und  $1/33$  der Stützweite, in der Mittelöffnung zwischen  $1/15,4$  und  $1/32,7$  und bei den eingehängten Trägern zwischen  $1/13,6$  und  $1/15$ .
2. Das Verhältnis der Seitenöffnung zur Mittelöffnung schwankt zwischen  $1/1,36$  und  $1/2$ .
3. Das Verhältnis der Länge des Kragarmes zur Nachbaröffnung schwankt zwischen  $1/3$  und  $1/4,15$ .
4. Das Verhältnis der Länge des Hängeträgers zu der ihm zugehörigen Öffnung schwankt zwischen  $1/1,52$  und  $1/1,75$ .

Für Gruppe 2 (Bogenträger über der Fahrbahn) ergeben sich folgende Maße und Verhältnisse nach Liste 2:

1. Das Verhältnis der Seitenöffnung zur Mittelöffnung schwankt zwischen  $1/2,05$  und  $1/2,28$ .
2. In der Seitenöffnung ist die Blechträgerhöhe  $1/14,3$  bis  $1/15,80$  der Spannweite.
3. In der Mittelöffnung ist die Blechträgerhöhe  $1/35$  der Spannweite.
4. Die Höhe des Druckbogens im Verhältnis zur Stützweite der Mittelöffnung ( $\frac{h_s}{l}$ ) ist  $1/50$  bis  $1/95$ .

5. Das Pfeilverhältnis des Mittelbogens schwankt zwischen  $1/8$  und  $1/9,7$ .
6. Das Verhältnis der Länge des Kragarmes zur Nachbaröffnung ist  $1/12,10$  bis  $1/14,50$ .

Für Gruppe 3 ergeben sich folgende Maße und Verhältnisse:

1. Die Höhe des Versteifungsträgers in der Mittelöffnung ist  $1/42$  bis  $1/48$  der Stützweite.
2. Das Pfeilverhältnis für die Kette in der Mittelöffnung ist  $1/10$ .
3. Das Verhältnis der Seiten- zur Mittelöffnung schwankt zwischen  $1/2$  und  $1/3$ . Darin zeigt sich das berechtigte Bestreben, durch Ausdehnung der Mittelöffnung die Anordnung der Hängebrücke wirtschaftlich zu gestalten.

3. Entwürfe im Massivbau. Von den eingereichten 17 Entwürfen, bei denen ein Massivtragwerk auch die Mittelöffnung überspannt, umfaßt

- die 6. Gruppe mit den Bogen unterhalb der Fahrbahn 10 Entwürfe,
- die 7. Gruppe mit hoch liegenden Haupttragbogen und daran angehängter Fahrbahn 6 Entwürfe,
- die 5. Gruppe, Gerberträger aus Eisenbeton mit oberliegender Fahrbahn, 2 Entwürfe (Dreigelenkbogen).



Über die drei Gruppen aus dem Massivbau gibt die Liste 3 (S. 647) näheren Aufschluß.

1. Darnach schwankt das Verhältnis der Seitenöffnung zur Mittelöffnung zwischen  $1/1,35$  und  $1/3$ .
2. Das Pfeilverhältnis der Mittelöffnung zwischen  $1/7,00$  und  $1/16,7$ .
3. Das Pfeilverhältnis der Seitenöffnung zwischen  $1/10,8$  und  $1/21,50$ . Die größte Stützweite im Mittelbogen beträgt 100 m.

4. Einzelbeschreibung. Im folgenden wird eine Reihe von Entwürfen in zufälliger Auswahl und Reihenfolge durchgesprochen, ohne daß damit gesagt werden soll, daß sie gerade die besten Vertreter ihrer Gruppe darstellen. Es ist überhaupt bezeichnend für diesen Wettbewerb, daß in der Gruppe 1, in der Gruppe 2 und auch im Massivbau mit untenliegenden Bogen mehrere nahezu gleichwertige Entwürfe vorlagen, von denen aber immer nur einer durch Preis oder Ankauf aus naheliegenden Gründen hat ausgezeichnet werden können. Vollständig unberücksichtigt blieben die Massivbauentwürfe, die in der Mittelöffnung schwere Eisenbetonbogen über der Fahrbahn anordnen, da man wohl mit Recht der Ansicht zuneigt, daß solche Konstruktionen die Vorzüge des Eisenbetons nicht ausnutzen und daß die Ummantelung der Hängesäulen nur aus Gründen der Rostgefahr einen starken Nachteil gegenüber der gleichartigen Ausbildung in Eisen darstellt.

### Eisenbau.

#### I. Gruppe.

##### 1. Flachbrücke.

1. Preis. „Ausführungsentwurf“. Grün & Bilfinger, M. A. N. Gustavsborg, Architekt Adolf Abel, Stuttgart. (Hierzu Tafel IV.)

Der Entwurf ist ein im wesentlichen unter der Fahrbahn liegender Gerberträger mit einfachen, natürlichen Gurtlinien. Indem der Obergurt des Tragwerks auf die Höhe des Geländerholmes gelegt wurde, gelang es, einen über drei Öffnungen von  $2 \times 55,62$  und  $1 \times 86,52$  durchlaufenden Gerberträger mit ausreichender Trägerhöhe als Blechträger zu konstruieren. Aus wirtschaftlichen und ästhetischen Gründen sind die beiden Hauptträger zwischen Fahrbahn und Fußweg angeordnet worden; sie haben kastenförmigen Querschnitt. Die Mittelöffnung hat zwei Kragarme von je  $18,54$  m Länge und einen eingehängten Träger von  $49,44$  m Stützweite. Der Querträgerabstand ist über die ganze Brücke weg  $6,18$  m. Die Stegblechoberkante liegt durchweg wie der Geländerholm  $1,10$  m über dem Fußweg. Um an Trägerhöhe in der Brückenmitte zu gewinnen, wurden die Fußwege aber unabhängig von der Fahrbahn in die größere Steigung  $1:50$  gelegt, so daß sie über die große Mittelöffnung hinweg  $32,5$  cm höher liegen als der Fahrweg. Für den eingehängten Träger wurde eine Stegblechhöhe von  $3650 \text{ mm} = \frac{49,44}{13,5}$  in der Mitte und von  $3500 \text{ mm}$  an den Gelenken gewählt. Über den Pfeilern ist das Stegblech  $4900 \text{ mm} = \frac{86,52}{17,6}$  hoch; gegen das Land-Widerlager zu nimmt es auf  $3200 \text{ mm} = \frac{55,62}{17,4}$  ab. Der untere Lagerkörper der Flußpfeiler taucht etwas in das Hochwasser ein. Deswegen sind die unteren Lagerstühle in eigenartiger Weise mit kreisförmiger Grundfläche von  $2$  m Durchm. und acht radialen lotrechten Rippen aus gebildet, deren Zwischenräume mit Beton ausgefüllt werden sollen. Dieser abgestumpfte glatte Kegel bietet dem Treibeis usw. keine Angriffstelle. Alle Leitungen sind in den Räumen zwischen den Längsträgern des Fahrweges untergebracht. Die Fahrbahn besteht aus neun Längsträgern im Abstände von  $1,44$  m. Die Längs- und Querträger sind genietete Vollwandträger; die vollwandigen Hauptträger haben einen unten offenen Kastenquerschnitt, der an den Querträgeranschlüssen ausreichend ausgesteift ist. Der lichte Raum zwischen den Stegblechen beträgt  $600 \text{ mm}$  und genügt gerade noch als Arbeitsraum für die Unterhaltung. Die Auflager auf den Widerlagern sind beweglich, auf den beiden Flußpfeilern dagegen fest. Der eingehängte Träger hat ein festes und ein bewegliches Lager.

Als Baustoff ist durchweg St 48 vorgesehen, dessen Vorzüge bei den auf Biegung beanspruchten Balken besonders in Erscheinung treten. In der Mittelöffnung wird eine größte Durchbiegung von  $10,8 \text{ cm}$ , also  $\frac{1}{800}$  der Stützweite, in jeder Seitenöffnung eine solche von  $5,3 \text{ cm}$ , also rd.  $\frac{1}{1050}$  nachgewiesen.

Die Fahrbahnplatte aus Eisenbeton hat kreuzweise Bewehrung, berechnet nach der Theorie elastischer Gewebe. Hochwertigen Zement hierfür zu verwenden war nicht nötig, da die Fahrbahnplatte schon wegen der Verkehrsstöße mit  $15 \text{ cm}$  stärker als notwendig ausgebildet wurde. Die kreuzweise bewehrten Platten vertreten die sonst üblichen eisernen Buckelplatten und verlangen daher Hilfsquerträger. Der Mörtelschutzmantel über der Isolierung der Fahrbahnplatte bildet zugleich die Bettung für das Holzpflaster. Die Straßenbahnschienen liegen auf Hartasphaltplatten und sind von dem Holzpflaster durch Gußasphalt getrennt. Durch die Gleislängsschwellen aus Hartasphalt kann von Zeit zu Zeit das Wasser quer hindurch abfließen.

Für die Montage sind feste Rüstungen vorgesehen.

Gründung: Für die beiden Flußpfeiler wurde Druckluftgründung gewählt unter Verwendung von Eisenbetonsenkasten.

Für die Pfeilerverkleidung ist im unteren Teil Granit, im oberen Teil Sandstein vorgeschlagen, wobei die Pfeilerseiten nur Schichtensteine und keine Quadern erhalten. Die Widerlager sollen zwischen eisernen Larssenspundwänden gegründet und hochgeführt werden, die bis zu  $2,50 \text{ m}$  unter die Fundamentsohle reichen. Um die Larssenspundwände aber nach Maßgabe des Baufortschrittes wieder hochziehen zu können, werden zwischen ihnen und den Betonsenkasten dünne Schalbretter eingelegt.

Das Eigengewicht des Eisenbaues beträgt: Hauptträger  $1221 \text{ t}$ , Fahrbahn  $456 \text{ t}$ , insgesamt  $1837 \text{ t}$  hochwertigen Baustahls.

Die Auflagerkörper aus Stahl verbrauchen  $44 \text{ t}$ . Mit Geländer und allem Zubehör ergibt sich ein Eisengewicht von  $1910 \text{ t}$ .

Der Entwurf zeigt die einfache, klare Trägerform, wie sie die bescheidenen Größenverhältnisse des immerhin noch kleinen Neckarflusses verlangen, und mutet dem nicht ganz zuverlässigen Untergrunde nur lotrechte Drücke zu. Der außenliegende Fußweg und seine glückliche Parallelführung mit dem Trägerobergurt verleihen dem Blechträger ein schlankes, gefälliges Aussehen. Die Gesamtscheinung der Brücke schmiegt sich gut in das nüchterne Gesamtbild der Umgebung, wie auch der flußabwärts gelegenen Strecke mit den beiden vorhandenen Brücken ein und erzielt so einen angenehmen Dreiklang.

##### 2. Freie Fahrbahn.

Die außenliegenden, kastenförmigen Hauptblechträger sind Kragträger, die in der Mittelöffnung einen Hängeträger aufweisen. Die unter der Fahrbahn liegenden Träger haben eine Höhe von  $3,60 \text{ m} = \frac{54,40}{15,20}$  in der Mittelöffnung und  $4,80 \text{ m} = \frac{57,60}{12}$  über den Auflagern. Ihr Obergurt bildet das Geländer, liegt  $1,10 \text{ m}$  über dem Fußwege und ist  $0,90 \text{ m}$  breit. Um genügende Konstruktionshöhe für die Hauptträger zu erreichen, werden die beiden Zufahrtrampen nicht in  $1:70$ , sondern in  $1:60$  Steigung gelegt. Die Seitenöffnung hat  $57,60 \text{ m}$  Stützweite und einen Kragarm gegen die Mitte von  $13,9 \text{ m}$ . Die größte Durchbiegung wird zu  $\frac{1}{900}$  der Stützweite berechnet. Um der Wärmedehnung Rechnung zu tragen, sind in die Gelenke Pendel eingefügt. Die Fahrbahnplatte besteht aus Buckelplatten und ruht auf Längs- und Querträgern.

Die Außenlage der Hauptträger bedingt  $19 \text{ m}$  lange Querträger von  $2 \text{ m}$  Höhe und daher eine schwere Fahrbahn.

Die Gründung soll zwischen Spundwänden hergestellt werden.

Für die Eisenkonstruktion wird ein Gesamtgewicht von  $2032 \text{ t}$  berechnet, wobei die Buckelbleche aus St 37 bestehen, für alles andere aber St 48 verwendet ist. Dazu kommen für die Lager weitere  $75 \text{ t}$ .

Der Entwurf kommt der vorigen Lösung nahe, hat aber durch die Außenlage der Hauptträger sich die Aufgabe unnötig erschwert.

(Fortsetzung folgt.)

## Umbau der Überführung bei km 69,97 der badischen Hauptbahn zwischen Durlach und Karlsruhe.

Alle Rechte vorbehalten.

(Neuer Überbau in hochwertigem Baustahl St 48.)

Von Reichsbahnrat Knittel, Karlsruhe.

### I. Geschichte und Beschreibung des bisherigen Bauwerks.

Die im Jahre 1894 in Betrieb genommene Bahnlinie Graben-Neudorf—Karlsruhe—Rastatt—Wintersdorf wurde kurz vor ihrer Einmündung in den Personenbahnhof Karlsruhe unter der zweigleisigen badischen Hauptbahn Heidelberg—Karlsruhe—Basel bei km 69,97

unterführt. Bei der Verlegung des Personenbahnhofs Karlsruhe (Inbetriebnahme im Jahre 1913) wurden auch die Personenzuggleise von Hagsfeld bis Karlsruhe verlegt, und es wurden an ihrer Stelle ohne Änderung des Bauwerks die Gütergleise zwischen Hagsfeld und dem Rangierbahnhof Karlsruhe unter der Hauptbahn durchgeführt. Die Linie Pforzheim—Durlach wurde unabhängig von der Hauptbahn







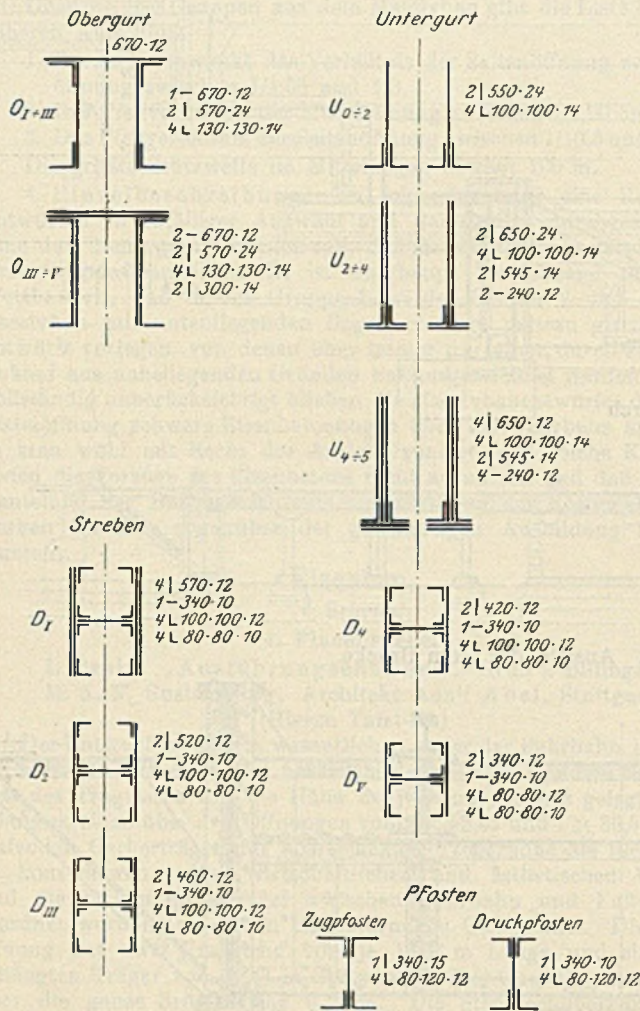


Abb. 3c. Zusammenstellung der Querschnitte.

Die Bauhöhe der alten Brücke zwischen S. U. und Trägerunterkante von 1004 mm wurde für den neuen Überbau beibehalten. Um bei dieser beschränkten Bauhöhe nicht zu schwere Querträger zu erhalten, wurde die Feldteilung sehr eng gewählt (24 Felder zu 2,25 m) und für die 54 m weit gestützten Hauptträger Parallelträger mit abgeschragten Enden, Wechselstreben über zwei Felder und Hilfsstreben angenommen, um zu steile Strebenneigung zu vermeiden. Der Achsabstand der Hauptträger ergab sich aus den zur knicksicheren Ausbildung der Druckstäbe gewählten Querschnittsgrößen zu 8,60 m. Das rechnermäßige Gewicht betrug: Flußeisen (Flußstahl St 37) 406 t, Stahl für Lager 21 t, zusammen 427 t. (Abb. 2.)

III. Ausgeführter Entwurf in hochwertigem Baustahl St 48.

Infolge der Verhältnisse der Nachkriegszeit, insbesondere des Ruhrkampfes, konnten die Arbeiten für Beseitigung der alten Überbauten und die Herstellung des neuen Überbaues erst im Jahre 1924 öffentlich ausgeschrieben werden. Den Zuschlag erhielt Anfang Juni die Gutehoffnungshütte in Oberhausen auf Grund eines Sonderangebots für Ausführung in hochwertigem Baustahl St 48, der kurz vorher durch Verfügung der Hauptverwaltung zur Verwendung zugelassen worden war. Die Brücke wurde dadurch eine der ersten Ausführungen in diesem Baustoff. Der von der Gutehoffnungshütte in enger Zusammenarbeit mit dem Brückenbauverein der Reichsbahndirektion ausgearbeitete Entwurf ist in seinen wesentlichen Teilen in Abb. 3a bis d dargestellt.

In hochwertigem Baustahl St 48 sind ausgeführt die Gurte, Streben und Zugpfosten der Hauptträger, die Quer- und Längsträger, in Flußstahl St 37 die Druckpfosten der Hauptträger, die Wind- und Querverbände, Anschlußwinkel, Futter- und Bindebleche.

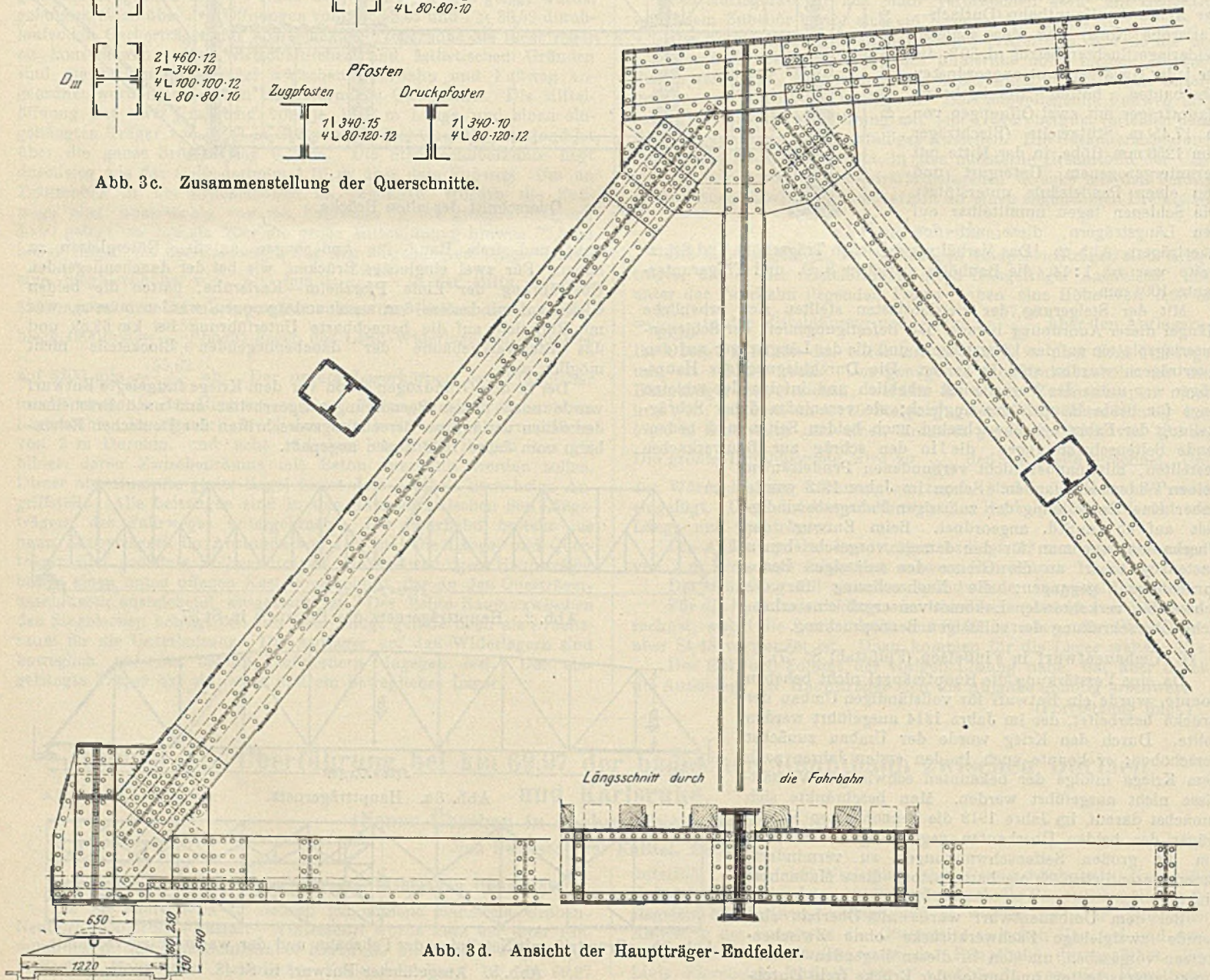


Abb. 3d. Ansicht der Hauptträger-Endfelder.



Die Gewichte betragen in Tonnen:

	Ausgeführter Entwurf			zus.	Entw. in St 37	Gewichtsersparnis	
	St 48	St 37	Stahl für Lager			in t	in %
Hauptträger . . .	153,4	28,4	—	181,8	268,0	86,2	32,2
Fahrbahn . . . . .	71,8	13,1	—	84,9	108,2	23,3	21,5
Wind- u. Querverb. .	0,3	32,5	—	32,8	27,8	—5,0	—18,0
Gehwege u. Geländer	—	8,0	—	8,0	2,0	—6,0	—300,0
Lager . . . . .	—	—	19,1	19,1	21,0	1,9	0,9
zus.	225,5	82,0	19,1	326,6	427,0	100,4	23,5

Die beiden Entwürfe in Flußstahl und in Baustahl sind jedoch nicht unmittelbar vergleichsfähig, da sie nicht auf gleichen baulichen Grundsätzen beruhen. Gegenüber dem Entwurf der RBD zeigt der ausgeführte Entwurf, abgesehen von der Verwendung des hochwertigen Baustahls, folgende wesentlichen Änderungen:

1. Die Querschnitte der Streben sind in der Richtung senkrecht zur Trägerebene knapper gehalten, indem die Winkelisen nach innen gelegt sind. Dadurch konnte der Hauptträgerachsabstand von 8,60 m auf 8,40 m herabgesetzt werden, was besonders wegen des knappen Abstandes vom Stellwerk sehr erwünscht war. Bei Ausführung in Flußstahl hätte der Hauptträgerabstand auf diese Weise ebenfalls noch etwas verkleinert werden dürfen, jedoch nicht in dem Maße wie beim hochwertigen Baustahl. Auch bei den Druckquerschnitten konnte die höhere zulässige Beanspruchung des Baustahls noch gut ausgenutzt werden, da die Schlankheitsgrade  $\lambda$  für die Streben 52,5 — 52,2 — 50,8 und 82,5 betragen.

2. Die Verkleinerung der Stützweite der Querträger zusammen mit ihrer höheren zulässigen Beanspruchung ermöglichte eine Ver-



Abb. 4.

größerung der Feldweite, so daß 10 Felder zu 5,40 m angeordnet werden konnten, wobei allerdings recht kräftige Querträger entstanden. Damit entfielen die Hilfsstreben, die Gliederung der Hauptträger wurde klarer und einfacher und konnte durch leichte Krümmung des Obergurts und annähernd gleichlaufende Strebenneigung derjenigen der danebenliegenden Überführung angepaßt werden (Abb. 4). Eine Vergleichsrechnung ergab, daß bei gleicher Ausbildung der Querträger, jedoch Ausführung in Flußstahl, sowie einem Hauptträgerabstande von 8,60 m 15 Felder nötig gewesen wären, um die Querträger nicht zu überlasten. Man hätte also bei Ausführung in Flußstahl unter allen Umständen entweder eine steilere und ungünstigere Strebenneigung oder, wie beim Entwurf der RBD, eine Anordnung mit Hilfsstreben nehmen müssen. Die Hauptträger konnten demnach durch die Wahl des hochwertigen Baustahls wesentlich günstiger ausgebildet werden.

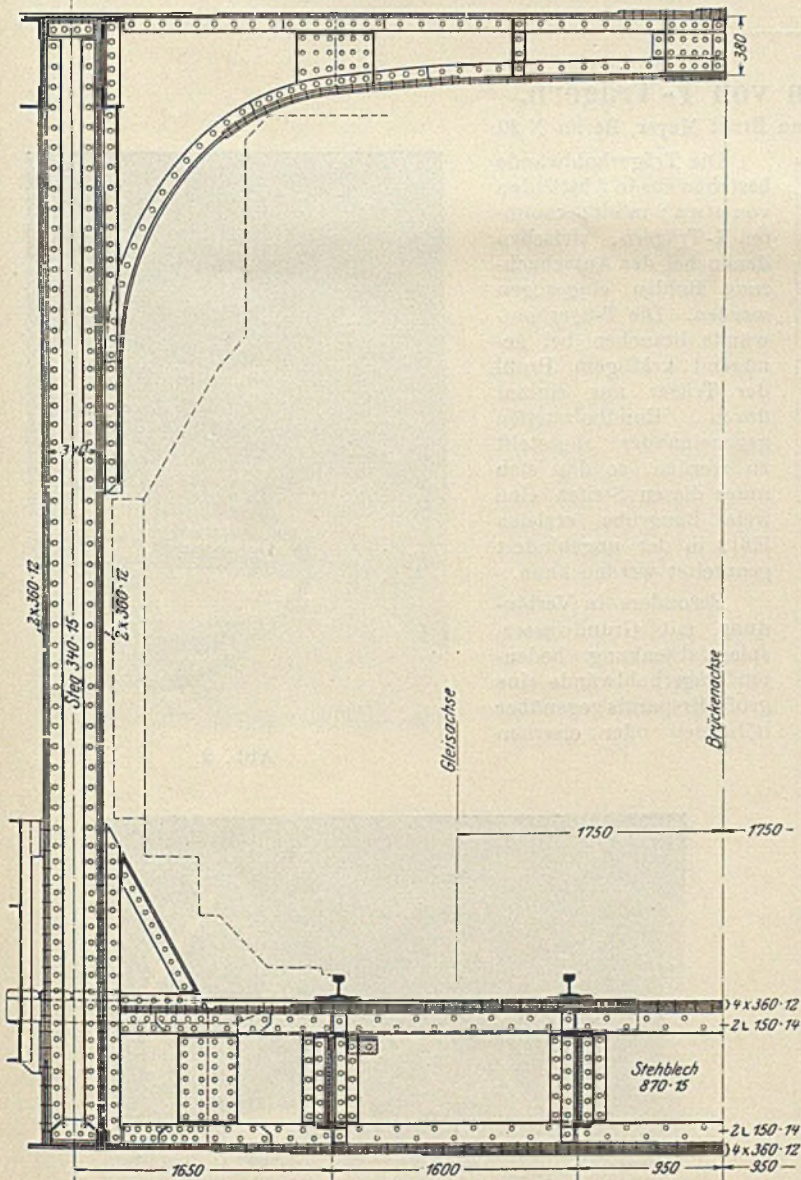


Abb. 3c. Querschnitt mit Endrahmen.

Probe-Nr.	Materialsorte	Streckgrenze kg/mm <sup>2</sup>	Bruchfestigkeit kg/mm <sup>2</sup>	Dehnung %	Bemerkungen
1	∅ 21,5 . . . . .	31,8	50,6	27	Nietstahl Stauchproben gut
2	desgl. . . . .	32,3	40,4	26	
3	∅ 18,5 . . . . .	33,8	51,5	27	
4	desgl. . . . .	33,5	50,0	24,5	
5	L 130 · 130 · 14 . . .	33,7	58,7	23,5	
6	desgl. . . . .	35,7	56,1	23	
7	L 120 · 80 · 12 . . .	29,7	52,5	26	
8	L 120 · 80 · 10 . . .	31,0	52,8	26	
9	L 150 · 150 · 14 . . .	31,0	53,0	25	
10	L 150 · 150 · 14 . . .	31,3	54,0	27	
11	L 80 · 80 · 10 . . .	30,3	56,5	24	
12	L 80 · 80 · 10 . . .	34,3	55,5	25	
13	L 80 · 80 · 12 . . .	35,5	55,4	25	
14	L 100 · 100 · 14 . . .	33,6	56,2	23	
15 l	Blech 12 mm . . . .	32,3	53,1	22	
q	desgl. . . . .	34,0	53,5	20	
16 l	Blech 15 mm . . . .	32,5	53,0	23	
q	desgl. . . . .	34,1	52,6	24	
17 l	Blech 16 mm . . . .	34,3	55,2	21	
q	desgl. . . . .	31,9	54,9	20	
18 l	Blech 12 mm . . . .	32,2	50,7	24	
q	desgl. . . . .	31,2	51,0	19,5	
19 l	Blech 14 mm . . . .	31,6	50,8	25	
q	desgl. . . . .	30,6	49,7	24	
20 l	Blech 15 mm . . . .	30,7	49,6	23	
q	desgl. . . . .	29,8	50,2	23	
21 l	Blech 12 mm . . . .	35,9	53,0	22	
q	desgl. . . . .	36,2	53,7	20	
22 l	desgl. . . . .	32,0	49,8	23	
q	desgl. . . . .	32,9	50,9	20	
23 l	desgl. . . . .	36,6	51,8	22	
q	desgl. . . . .	37,3	52,5	18,5	
24 l	desgl. . . . .	35,3	55,7	21	
q	desgl. . . . .	35,8	55,6	20	
25 l	Blech 16 mm . . . .	36,8	56,1	20	
q	desgl. . . . .	36,1	56,3	20	
26 l	Blech 10 mm . . . .	34,9	54,2	21	
q	desgl. . . . .	35,4	54,0	20	
27 l	Blech 12 mm . . . .	36,0	55,9	20	
q	desgl. . . . .	36,5	57,2	18,5	
28 l	Blech 24 mm . . . .	35,6	52,1	21	
q	desgl. . . . .	36,7	52,5	20	

Die sämtlichen Kaltbiegeproben hielten gut.



**IV. Ausführung des Umbaues.**

Zunächst wurde der Betrieb zwischen Durlach und Karlsruhe auf den Gleisen Karlsruhe—Durlach (Nord) und Durlach—Karlsruhe (Süd) gesperrt und der ganze Verkehr Durlach—Karlsruhe auf Gleis Durlach—Karlsruhe (Nord), der von Karlsruhe nach Durlach auf Gleis Karlsruhe—Durlach (Süd) geleitet. Dann wurde das neue Widerlager auf der Seite gegen Durlach im Schlitzverfahren unter Benutzung eines Hilfstragwerks zur Unterfangung des Gleises Durlach—Karlsruhe (Nord) hergestellt, ferner die Verbindungsmauer zwischen dem neuen Widerlager und dem Widerlager der danebenliegenden Unterführung zwischen Gleis Karlsruhe—Durlach (Nord) und Durlach—Karlsruhe (Süd). Hierauf wurde die nördliche Linie zwischen Karlsruhe und Durlach gesperrt und der ganze Verkehr auf die südliche Linie übergeleitet, das alte Widerlager auf der Seite gegen Karlsruhe abgebrochen und das neue aufgemauert, was eine vorübergehende Unterfangung des Stellwerkgebäudes nötig machte.

Die Umbauarbeiten an den Widerlagern gegen Durlach wurden in der Zeit vom 30. Juni bis 28. Juli, die am Widerlager gegen Karlsruhe vom 31. Juli bis 6. September ausgeführt.

Zur Aufstellung des eisernen Überbaues wurden die alten Überbauten als Aufstellungsgerüst benutzt und hierzu 3 m seitlich verschoben. Der neue Überbau mußte vorläufig gegenüber der endgültigen Lage um 2 m höher und 0,75 m seitlich verschoben aufgestellt werden, um neben dem benachbarten Überbau der Linie Karlsruhe—Durlach (Süd) für den zur Aufstellung dienenden Portalkran Platz zu schaffen und bequem nieten zu können. Die Brücke wurde nach fertigem Zusammenbau durch an den Endquerträgern angesetzte Wasserdruckpressen und Schwellenstapel in die endgültige Lage abgesehen und gleichzeitig seitlich verschoben.

Die Baustoffprüfungen des in der Gutehoffnungshütte im Siemens-Martin-Verfahren erzeugten hochwertigen Baustahls lieferten einwandfreie Ergebnisse; vergl. vorstehende Zusammenstellung (S. 651).

In der Bearbeitung ergaben sich keine Schwierigkeiten. Die Nietarbeiten an der Baustelle waren gegenüber der Nietung mit gewöhnlichen Flußstahlnieten dadurch erschwert, daß die Nieten aus St 48 nur in ganz hellrotwarmem Zustande einwandfrei geschlagen werden können. Schwierigkeiten machte daher die Nietung an den Anschlüssen der Streben an den Knotenblechen und an den dort angeordneten Bindeblechen der Druckstreben infolge des engen Zwischenraumes von 340 mm; doch wurden diese Schwierigkeiten nach einer gewissen Einarbeitungszeit ohne Anstände überwunden.

Die Zeiten für die Aufstellung waren folgende:

Einrichtung der Baustelle, seitliche Verschiebung der alten Überbauten und Herrichtung als Aufstellungsgerüst 22. September bis 15. Oktober 1924. Zusammenbau des neuen Überbaues 16. Oktober bis 5. Dezember. Abbruch der alten Überbauten 6. Dezember bis 15. Dezember. Ablassen und Verschieben des neuen Überbaues in die endgültige Lage 27. Dezember 1924 bis 10. Januar 1925.

Die Probelastung wurde durch gleichzeitige Belastung jedes Gleises mit 3 Lokomotiven G 12 vorgenommen und zeigte folgende Ergebnisse:

Belastungsart	Größte Durchbiegung				Seitenschwankung in mm
	In Hauptträgermitte in mm		Verhältniszahl zur Stützweite		
	gerechnet	gemessen	gerechnet	gemessen	
Ruhend . .	32	30	1:1688	1:1800	1
55 km/Std.		30			2
Bremsfahrt .		30			2

Die Ausführungskosten für den Überbau betragen rd. 120 000 Mark, während sie nach dem ursprünglichen Entwurf rd. 137 000 Mark betragen hätten. — Die örtliche Bauleitung hatte die Bahnbauinspektion I in Karlsruhe. Die Tiefbauarbeiten wurden von dem Bauunternehmer Gustav Siegrist in Karlsruhe ausgeführt.

Alle Rechte vorbehalten.

**Über Einrammen von I-Trägern.**

Von Martin Meyer, in Firma Ernst Meyer, Berlin N 20.

Bei der Herstellung von Baugruben für Untergrundbahnen, Kanalisationsarbeiten, Häuserfundierungen usw., die nicht mit Böschungen ausgehoben werden können, kommt die Verwendung von sogenannten Trägerbohlwänden immer mehr in Aufnahme, statt der gewöhnlichen Aussteifung mit Bohlen, Brusthölzern und Steifen.

Die Trägerbohlwände bestehen aus in Abständen von etwa 2 m eingerammten I-Trägern, zwischen denen bei der Ausschachtung Bohlen eingezogen werden. Die Trägerbohlwände brauchen bei genügend kräftigem Profil der Träger nur einmal durch Rundholzsteifen gegeneinander abgesteift zu werden, so daß sich unter diesen Steifen eine freie Baugrube erzielen läßt, in der ungehindert gearbeitet werden kann.

Besonders in Verbindung mit Grundwasserspiegelabsenkung bedeuten Trägerbohlwände eine große Ersparnis gegenüber hölzernen oder eisernen

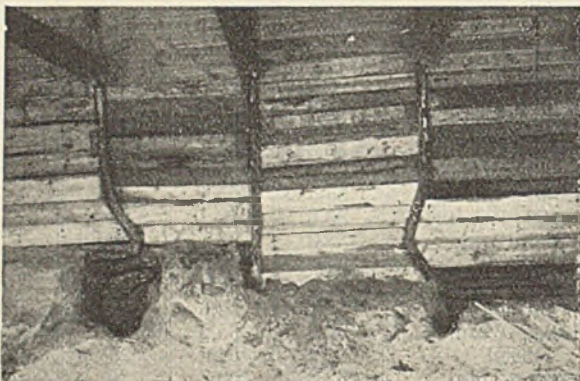


Abb. 1.



Abb. 3.

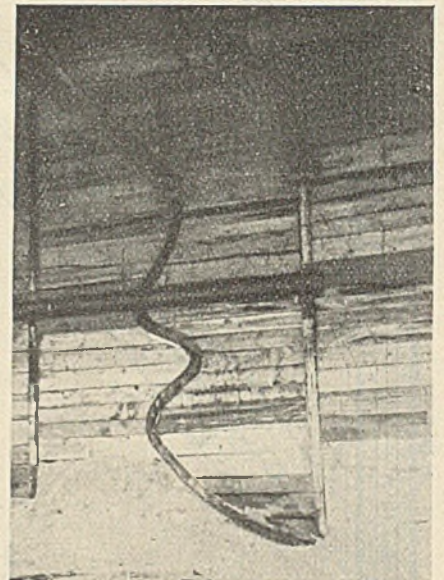


Abb. 2.



Abb. 4.



# Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim.

## Entwurf „Flachbrücke.“

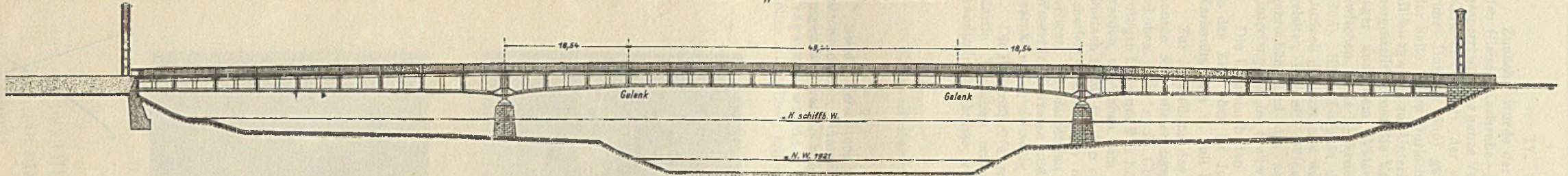


Abb. 1. Ansicht der Brücke. 1:800.

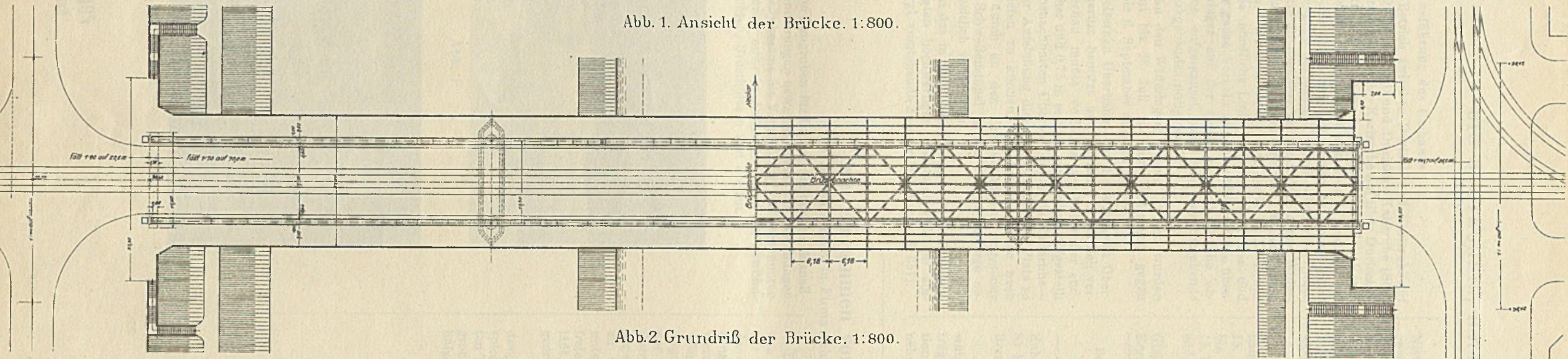


Abb. 2. Grundriß der Brücke. 1:800.

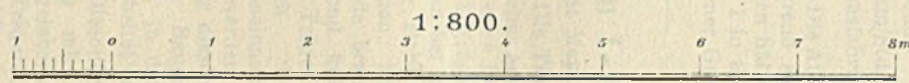


Abb. 3 u. 4. Hauptträger über dem Pfeiler. 1:100.

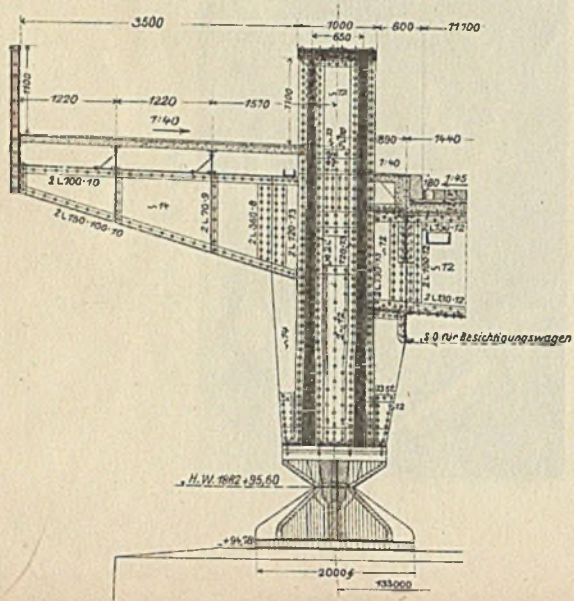


Abb. 3. Querschnitt.

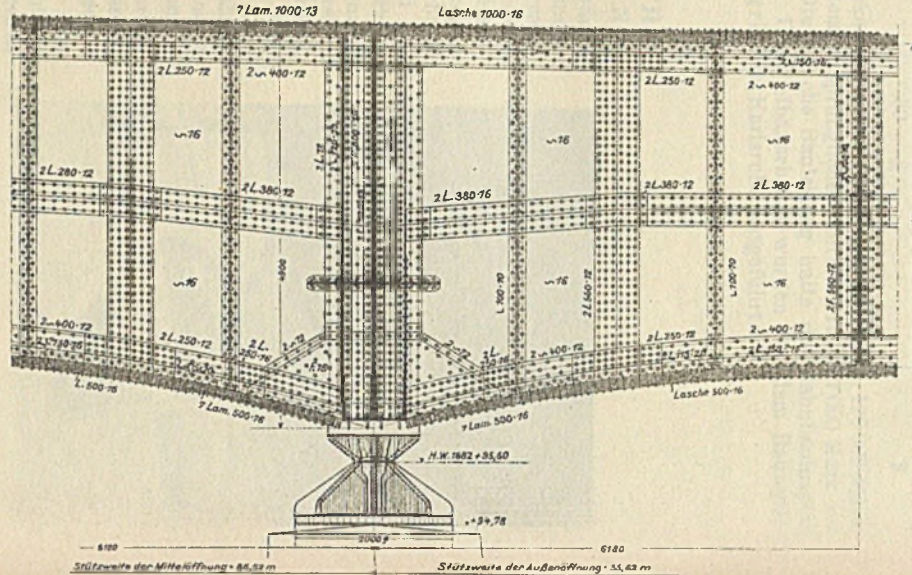


Abb. 4. Ansicht.

Hauptträgerende am Widerlager. 1:100.

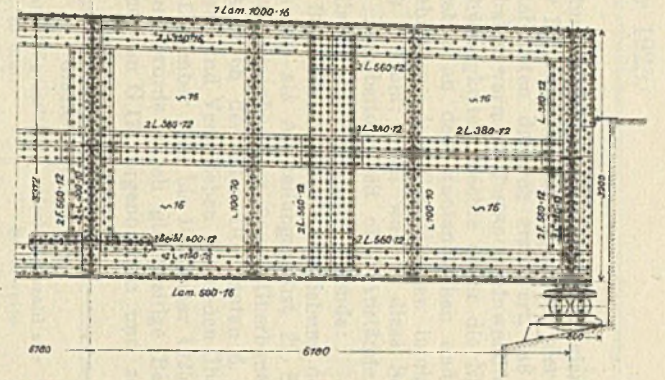
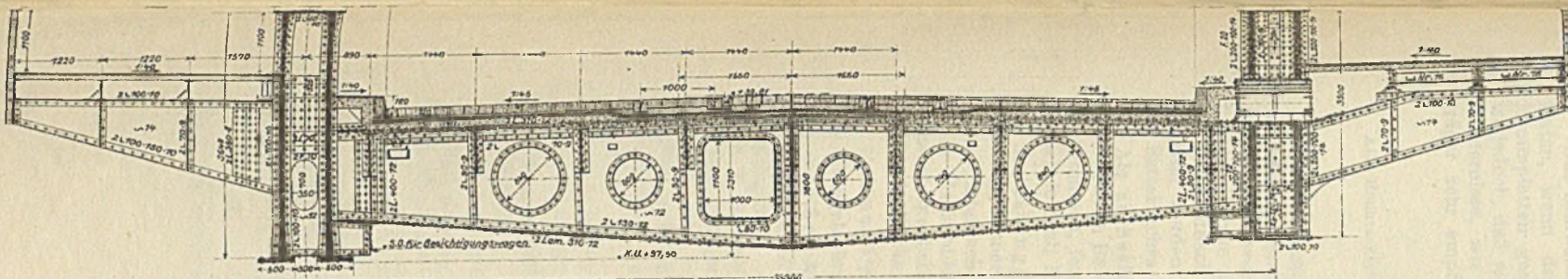
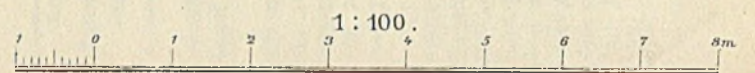


Abb. 5. Ansicht.



normal.

Abb. 6. Querschnitt des eisernen Überbaues. 1:100.

am Gelenk.

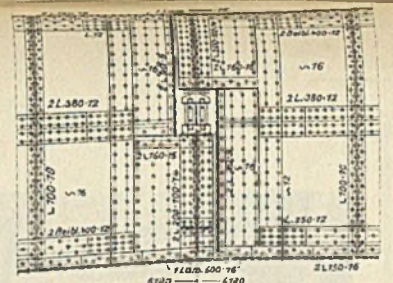


Abb. 7. Hauptträger am Gelenkpunkt. 1:100.

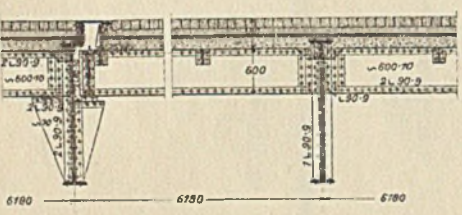


Abb. 8. Längenschnitt durch die Fahrbahn.

Abb. 9 - 11. Pfeiler. 1:300.

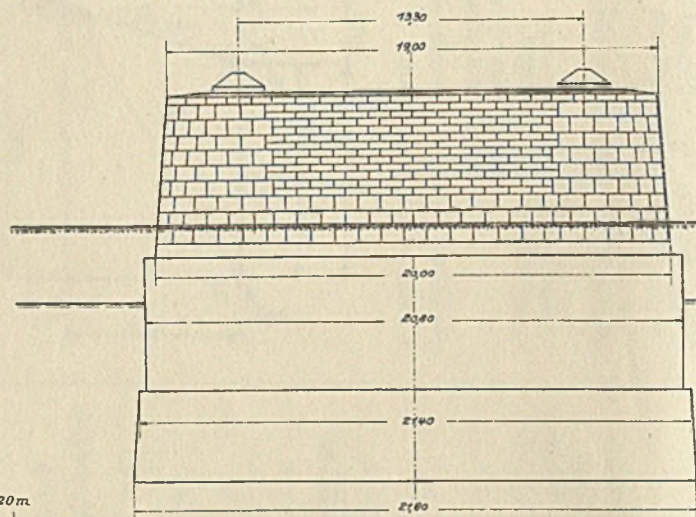
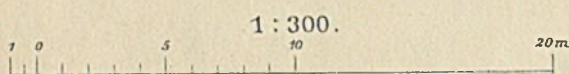


Abb. 9. Längsansicht.

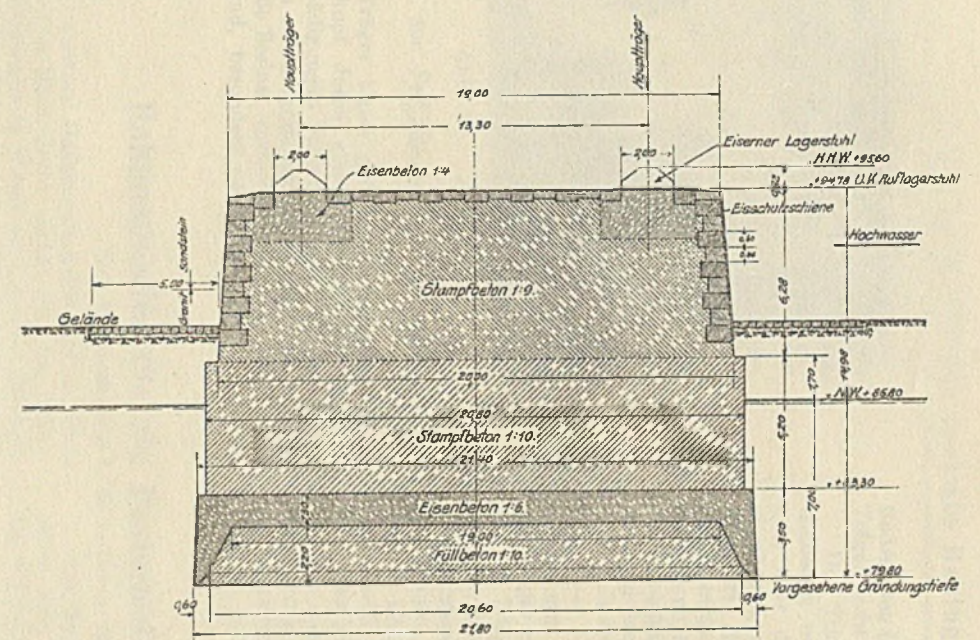


Abb. 10. Längenschnitt in Pfeilerachse.

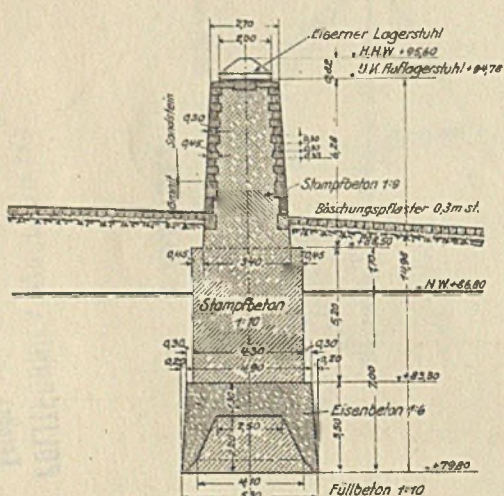


Abb. 11. Querschnitt in Brückenachse.

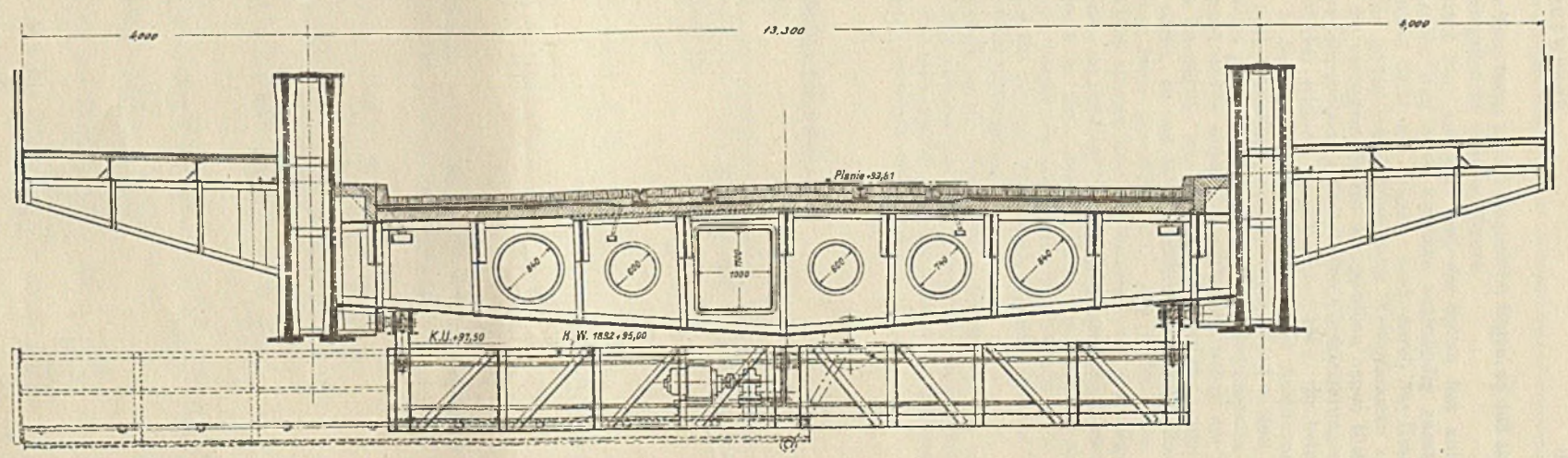


Abb. 12. Querschnitt des Überbaues in Brückenmitte. 1:100.



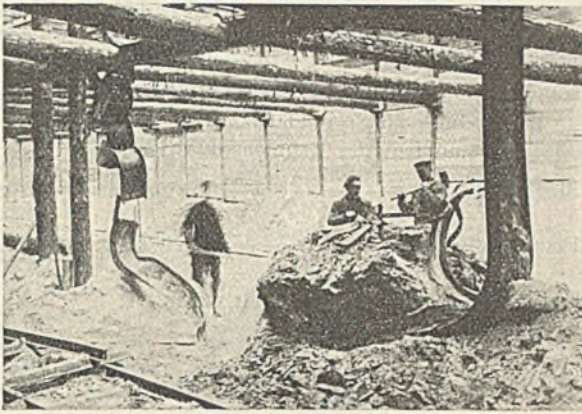


Abb. 5.

Spundwänden, die sonst zur Fernhaltung des Grundwassers erforderlich sind.

Das Einrammen der Träger bietet gewöhnlich keine Schwierigkeiten, wenn der Trägerkopf durch eine Trägerschlaghaube oder Rammplatten gegen Beschädigungen geschützt wird. Voraussetzung ist jedoch, daß sich in den zu durchrammenden Bodenschichten keine Hindernisse, wie z. B. große Steine, vorfinden, gegen die die Rammträger sehr empfindlich sind, besonders wenn diese Steine in festen

Bodenarten (harter Ton, fester Lehm) eingebettet liegen, so daß sie vom Träger nicht beiseitegedrückt werden können.

Der Träger steht nun entweder mit der Spitze fest auf dem Hindernis und staucht sich beim Rammen vollständig zusammen, oder aber das untere Ende des Trägers wird durch das Hindernis abgelenkt, und der ganze Träger folgt beim Weiterrammen zwangsläufig der durch die verbogene Spitze angegebenen neuen Richtung. Die manchmal geradezu grotesk erscheinenden Formänderungen, die die Rammträger hierbei erleiden, zeigen Abb. 1 bis 5, die beim Bau der Nordstüdbahn in Berlin, bei der zurzeit in der Ausführung begriffenen Strecke nach Tempelhof, aufgenommen worden sind. Hier fand sich stellenweise ganz harter Tonboden mit eingelagerten Findlingen vor. Gerammt wurde wegen des schweren Ziehens der Träger zuletzt mit einem Lacourbär von 3000 kg Fallgewicht, unter dem die Träger stetig zogen, so daß beim Rammen nicht erkennbar war, ob der Träger einen Stein getroffen hatte oder nicht. Erst beim späteren Ausschachten zeigten sich die Verbiegungen der Träger.

Bei einer früheren Ausführung von Trägerrammungen in schwerem Lehmboden ereignete es sich, daß in etwa 4 m Abstand von der Ramme plötzlich der Träger aus dem Boden herauswuchs. Die Spitze war durch einen Stein so stark abgelenkt worden, daß der Träger im Bogen wieder nach oben ging.

Die angeführten Beispiele zeigen, wie notwendig es ist, vor der Ausführung von Trägerrammungen den Untergrund durch Bohrungen zu untersuchen, um festzustellen, ob mit dem unbehinderten Einrammen von Trägern gerechnet werden darf.

Alle Rechte vorbehalten.

### Rahmenbinder für ein Postscheckamtsgebäude.

Von Oberingenieur I. R. v. Teng, Hannover.

Als Unterstützung der hölzernen Dachkonstruktion und der über dem Dachgeschoß befindlichen Massivdecke dienen für das Hauptgebäude des neuen Postscheckamtes in Hannover 15 eiserne Rahmenbinder, die wie nachfolgend berechnet wurden. Das Gebäude besitzt ein Mansarddach mit darüberliegendem Satteldach, und als Deckmaterial werden Pfannen auf Lattung verwendet. Die Dachneigung des Satteldaches beträgt 46° und die des Mansarddaches 67°.

Als zulässige Beanspruchung des Flußeisens ist nach den ministeriellen Bestimmungen vom 24. Dezember 1919  $\sigma = 1200 \text{ kg/cm}^2$  angenommen, ferner zur Berechnung der Druckstäbe fünffache Knick-sicherheit nach Euler.

Belastungsannahmen. Dachbelastung aus Eigengewicht, Deckung, Schnee und Wind:

für Satteldach . . . . . = 265 kg f. 1 m<sup>2</sup> Grundfläche  
für Mansarddach . . . . . = 400 kg f. 1 m<sup>2</sup> Grundfläche  
Massivdeckenbelastung aus Eigengewicht und Nutzlast  
für die Decke über dem Dachgeschoß = 830 kg/m<sup>2</sup>.

Rahmenbinder. Größte Binderentfernung = 6,64 m. Das System des Zweigelenrahmens zeigt Abb. 1. Stablängen  $AB = 3,940 \text{ m}$ ,  $BC = 4,675 \text{ m}$ , Abstand des Knickpunktes B von der Wirkungslinie AC der Kraft  $X \ y = 2,50 \text{ m}$ .

Der Rahmenbinder ist belastet mit lotrechten Kräften aus Eigengewicht, Deckenlast und Dachlast mit Wind

$P_1 = 11\ 600 \text{ kg} = 11,6 \text{ t}$ ,  
 $P_2 = 17\ 600 \text{ kg} = 17,6 \text{ t}$ .

Wagerechte Kraft aus Dachwind

$H = 2750 \text{ kg} = 2,75 \text{ t}$ ;

hierfür ergeben sich die Auflagerdrücke:

$$A = \frac{17,6 \cdot 2,21 + 11,6 \cdot 4,675}{5,875} - \frac{2,75 \cdot 3,75}{5,875} = \frac{38,9 + 54,2}{5,875} - 1,75 = 15,85 - 1,75 = 14,1 \text{ t}$$

$$C = 11,6 + 17,6 - 14,1 = 15,1 \text{ t}$$

Für die vorstehend ermittelten Außenkräfte ist das Eckmoment bei B

$$M_0 = 15,1 \cdot 4,675 - 17,6 \cdot 2,465 = 70,5 - 43,3 = 27,2 \text{ mt}$$

und das Zusatzmoment für Stab BC:

$$M_p = \frac{17,6 \cdot 2,465}{4,675} \cdot 2,21 = 20,5 \text{ mt}$$

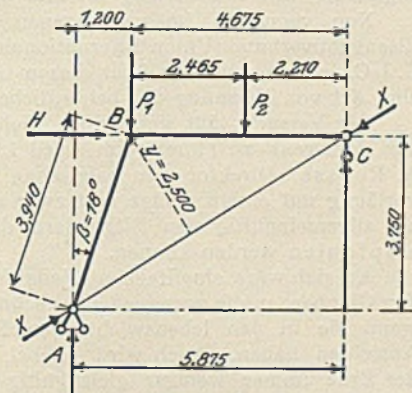


Abb. 1.

Zur Ermittlung des statisch unbestimmten Rahmenschubes X ergeben sich die Beiwerte Z und N nach dem Mohrschen Satze von der virtuellen Arbeit aus

$$Z = \int \frac{M}{EJ} \cdot y \, ds = \frac{s}{6EJ} [y_l \cdot M_l + y_r \cdot M_r + 2(y_l + y_r) \cdot M_m]$$

hierin  $M_m =$  einfaches Moment

$$N = \int \frac{y^2 \cdot ds}{EJ} = \frac{s}{3EJ} [y_l^2 + y_l \cdot y_r + y_r^2]$$

$$X = \frac{\sum Z}{\sum N}$$

Wird für sämtliche Stäbe die gleiche Steifigkeitsziffer EJ vorausgesetzt, so errechnen sich folgende Beiwerte

für Stab AB

$$Z = \frac{3,94}{6EJ} \left[ 0 + 2,5 \cdot 27,2 + 2(0 + 2,5) \cdot \frac{27,2}{2} \right] = \frac{3,94}{6EJ} (68,0 + 68,0) = \frac{3,94}{6EJ} \cdot 136 = \frac{536}{6EJ}$$

$$N = \frac{3,94}{3EJ} (0^2 + 0 + 2,5^2) = \frac{2 \cdot 3,94}{6EJ} \cdot 2,5^2 = \frac{49,2}{6EJ}$$

für Stab BC

$$Z = \frac{4,675}{6EJ} \left[ 2,5 \cdot 27,2 + 0 + 2(2,5 + 0) \cdot \left( \frac{27,2 \cdot 2,21}{4,675} + 20,5 \right) \right] = \frac{4,675}{6EJ} [68,0 + 5(12,85 + 20,5)] = \frac{4,675}{6EJ} [68,0 + 5 \cdot 33,35] = \frac{4,675}{6EJ} \cdot 234 = \frac{1095}{6EJ}$$

$$N = \frac{4,675}{3EJ} [2,5^2 + 0 + 0^2] = \frac{2 \cdot 4,675}{6EJ} \cdot 2,5^2 = \frac{58,5}{6EJ}$$

folglich der Rahmenschub

$$X = \frac{536 + 1095}{49,2 + 58,5} = \frac{1631}{107,7} = 15,15 \text{ t}$$

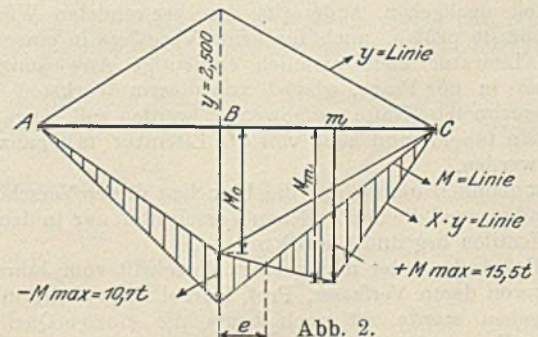


Abb. 2.



Trägt man nach Abb. 2 in die  $M$ -Fläche die  $X \cdot y$ -Fläche ein, also bei  $B$

$$X \cdot y = 15,15 \cdot 2,5 = 37,9 \text{ mt,}$$

so ergibt der verbleibende anschrifferte Flächenteil die im Rahmen wirkenden Biegemomente:

- max  $M = -10,7$  mt bei  $B$
- + max  $M = +15,5$  mt bei  $m$ .

Abb. 3 stellt die Momentenverteilung dar.

Im Stab  $AB$  wirkt auch noch eine Längskraft

$$S = \frac{14,1}{\cos 18^\circ} = \frac{14,1}{0,951} = 14,8 \text{ t}$$

hierfür erforderliches Trägheitsmoment

$$J = 2,4 \cdot 14,8 \cdot 3,9^2 = 540 \text{ cm}^4.$$

Für die Ausführung wird gewählt I 40

$$\text{mit } F = 118 \text{ cm}^2, J_y = 1158 \text{ cm}^4, W_x = 1461 \text{ cm}^3.$$

In dem Rahmenbinder treten dann folgende größten Beanspruchungen auf:

im Stab  $AB$

$$\sigma_1 = \frac{14800}{118} + \frac{1070000}{1461} \approx 860 \text{ kg/cm}^2$$

im Stab  $BC$

$$\sigma_2 = \frac{1550000}{1461} \approx 1060 \text{ kg/cm}^2.$$

Bemerkt sei noch, daß Vollbelastung ohne Dachwind kleinere Momente ergibt.

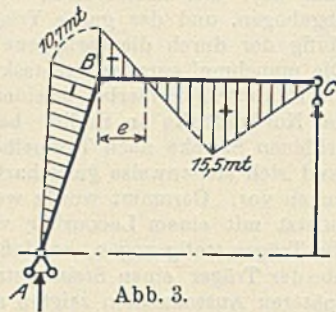


Abb. 3.

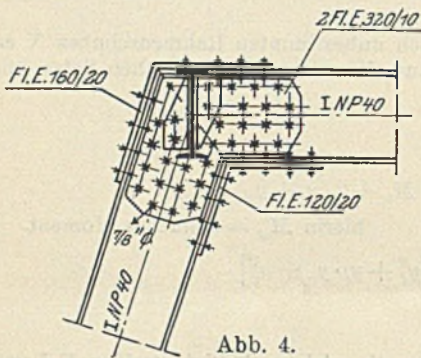


Abb. 4.  
M. 1 : 20.

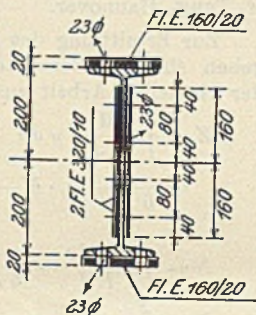


Abb. 5.  
M. 1 : 10.

Rahmenstoß. Der Rahmenträger I 40 erhält im Eckpunkte  $B$  einen Stoß nach Abb. 4. Für die Verbindung sollen  $7/8$ " starke Schrauben zur Verwendung kommen. Abb. 5 zeigt den Stoßquerschnitt.

Es sind Eckmoment  $M_B = 1070000 \text{ cmkg}$

und Längskraft  $S = 14800 \text{ kg}$ .

Das Trägheitsmoment des Rahmenstoßes ist

$$J\text{-Steglaschen} = 2 \left( \frac{1,0 \cdot 32^3}{12} \right) \dots = 5460 \text{ cm}^4$$

$$J\text{-Flanschenlaschen} = 2 \left( \frac{16 \cdot 2^3}{12} + 32 \cdot 21^2 \right) = \frac{28220 \text{ cm}^4}{33680 \text{ cm}^4}$$

Abzug für 23 mm Lochdurchmesser

$$i = 2 [2 (1,5 + 4,6 \cdot 2,1^2) + 2 + 4,6 \cdot 4,0^2] \dots = -8280 \text{ cm}^4$$

$$J_s = 25400 \text{ cm}^4$$

dann Widerstandsmoment des Stoßquerschnitts

$$W_s = \frac{25400}{22} = 1155 \text{ cm}^3.$$

Größte Beanspruchung des Stoßquerschnitts

$$\sigma = \frac{1070000}{1155} = 925 \text{ kg/cm}^2.$$

Querschnitt der Flanschenlasche

$$F_f = 16 \cdot 2,0 - 2 \cdot 2 \cdot 2,3 = 22,8 \text{ cm}^2$$

und deren Durchschnichtsbeanspruchung

$$\sigma = \frac{925 \cdot 21}{22} = 883 \text{ kg/cm}^2,$$

mithin Moment der Flanschenlaschen

$$M_f = 22,8 \cdot 883 \cdot 42 = 846000 \text{ cmkg}$$

und Moment der Steglaschen

$$M_s = 1070000 - 846000 = 224000 \text{ cmkg}.$$

Es ist dann die Schraubenkraft im Flansch

$$S_f = \frac{846000}{42} \approx 20100 \text{ kg}.$$

Erforderliche Schraubenzahl

$$n_f = \frac{20100}{3120} \approx 7 \text{ Schrauben } 7/8 \text{ " Durchm.}$$

und die Schraubenkraft im Steg

$$S_s = \frac{224000}{8 + 24} \approx 7000 \text{ kg}.$$

Erforderliche Schraubenzahl in jeder Reihe

$$n_s = \frac{7000}{6230} \approx 2 \text{ Schrauben } 7/8 \text{ " Durchm.}$$

Sämtliche Zahlenwerte wurden mittels des Rechenschiebers gefunden.

## Vergleich der behördlichen Bauvorschriften für Eisenbahnbrücken aus Flußstahl.

Alle Rechte vorbehalten. Von Dipl.-Ing. Alfred Pilder, Bukarest, Oberinspektor der rumänischen Staatsbahnen.

Die Festigkeitseigenschaften des für eiserne Eisenbahnbrücken heute noch fast ausschließlich verwendeten Flußstahles sind annähernd in der ganzen Welt die gleichen. Bestimmt ist dies der Fall in Europa, wo die betreffenden behördlichen Vorschriften beinahe gleichlautend sind. Ebenso gleichartig sind die Auffassungen und Vorschriften betreffend die Bearbeitung, Werkstattarbeit und Aufstellung.

Wenn man demgegenüber die behördlichen Vorschriften derselben Länder für die Berechnung und für das Entwerfen eiserner Eisenbahnbrücken vergleicht, findet sich eine bunte Reihe von Formulierungen über zulässige Beanspruchungen, Knicksicherheiten u. dergl. mit dem Ergebnis, daß der für denselben Zweck geforderte Werkstoffaufwand nach jeder Verordnung ein anderer ist.

Diese bis zu 100% gehenden Unterschiede sind kaum zu rechtfertigen.

Es ist doch sicherlich ein Mißverhältnis, wenn wir einerseits in unseren statischen Berechnungen den Kräftewirkungen mit großer Genauigkeit nachgehen, andererseits den verwendeten Werkstoff auf das sorgsamste prüfen, auch für beide Vorgänge in einer schon fast uferlosen Literatur doch ziemlich eindeutige Anweisungen finden, dafür aber in der Frage, wieviel von diesem Werkstoff für die so genau berechneten Kräfte aufgewendet werden soll, augenscheinlich im Dunkeln tappen und auch von der Literatur fast ganz im Stiche gelassen werden.

Es ist nämlich unmöglich, die Ursachen dieser Verschiedenheiten zu ergründen, weil die behördlichen Vorschriften nur in den seltensten Fällen öffentlich begründet werden.

Die Begründung der ungarischen Vorschrift vom Jahre 1907, die seinerzeit von deren Verfasser, Prof. Kornel Zelovich, in Buchform herausgegeben wurde, ist noch heute die einzige Quelle, die die historische Entwicklung dieses Gegenstandes kritisch zusammenfaßt.

Schade, daß dieses wertvolle Werk, das nur bis 1903 reicht, keine Ergänzung und Bearbeitung in einer der Weltsprachen gefunden hat.

Nun versuchte im vergangenen Jahre der zwischenvölkische Eisenbahnverband (Union internationale des chemins de fer, abgekürzt U. J. C.) eine Aussprache über diesen Gegenstand herbeizuführen und eine Art von Normung der behördlichen Vorschriften anzubahnen.

Der Versuch läßt sich leider nicht als geglückt betrachten. In der Konferenz zu Florenz im April 1924 mußte der Berichtstatter, A. Ronsse, Direktor der belgischen Staatsbahnen feststellen, daß vorläufig nur einige wenige und zwar ziemlich nebensächliche Punkte als allgemeingültig den Mitgliedern der U. J. C. zur Befolgung empfohlen werden können.

An sich wäre eine Regelung jedenfalls sehr erwünscht. Es erhöht den Glauben an die verschiedenen technischen Autoritäten keineswegs, wenn sie in den lebenswichtigsten Fragen völlig entgegengesetzte Ansichten haben. Auch wird es bei den begrenzten Eisenreserven der Erde immer weniger gleichgültig werden, ob wir oder andere nicht zuviel Werkstoff in die Brücken hineinstecken. Eine Normung mit dem Endzweck äußerster Sparsamkeit wird früher oder später eine gebieterische Notwendigkeit werden.

Freilich auf dem befolgten Wege wird ein Einvernehmen kaum zu erzielen sein.

Es handelt sich da nämlich nicht nur um eisenbahntechnische Fragen, sondern um einen Komplex von theoretisch-wissenschaftlichen, materialtechnischen, eisenbahntechnischen und wirtschaftlichen Belangen, in denen zwischenvölkische Vereinbarungen erst möglich sind, nachdem eine freie, allgemein zugängliche Aussprache in der Fachpresse die Meinungen geklärt, die zu erntenden Früchte gereift hat.

Eine solche Aussprache ist aber bisher nicht einmal versucht worden.



Die allgemeinen Eisenbahnkongresse, denen die eigentlichen eisenbahntechnischen Fragen naturgemäß weit näher liegen, können für das Sondergebiet des Brückenbaues die notwendige Resonanz nicht aufbringen. Ihr schwerfälliger Apparat ist aber auch gar nicht nötig, höchstens könnte allenfalls das „Bulletin“ der U. J. C. als Forum für die vorherige Aussprache dienen, obwohl auch diesen Dienst ein deutsch - französisch - englisch redigiertes Fachblatt, etwa wie es der seinerzeitige „Eisenbau“ zu sein versuchte, weit zweckentsprechender erfüllen könnte.

Die Anregung zu einer solchen zwischenvölkischen Normung oder wenigstens Angleichung der verschiedenen Brückenbauordnungen müßte freilich von einer der großen europäischen Eisenbahnverwaltungen ausgehen, um der ganzen Bewegung das notwendige Gewicht zu geben.

Im folgenden sollen zur Erläuterung des eben Ausgeführten die Verschiedenheiten der behördlichen Vorschriften an Beispielen gezeigt werden, und zwar sind zum Vergleich herangezogen: eine nordamerikanische Vorschrift aus dem Jahre 1920,<sup>1)</sup> die deutschen Vorschriften 1922 und 1925, und die französische (1915), österreichische (1904), preußische (1903), schweizerische (1913) und ungarische (1907) Vorschrift.

Abgesehen von der preußischen Vorschrift sind alle noch in Geltung, manche schon über zwei Jahrzehnte lang.

Der Einfachheit halber sollen nur zwei Fragen behandelt werden, und zwar betreffend:

1. das in verschiedenen Spannweiten für dieselbe Belastung geforderte Widerstandsmoment,
2. den erforderlichen Querschnitt verschieden schlanker Druckstäbe bei Belastung durch dieselbe Stabkraft.

Die Formelgrößen sind nach den deutschen „Grundlagen“ (1925) bezeichnet, deren Kenntnis vorausgesetzt wird.

1. Erforderliches Widerstandsmoment für einfache Balkenträger aus Flußstahl (Abb. 1 u. 2).

Belastung:  $M = M_g + M_p = 1$  (tcm).

Abb. 1 bezieht sich auf einfache Blechträger, Fahrbahn oben, mit Spannweiten zwischen 2 und 20 m.

Abb. 2 bezieht sich auf einfache Balkenbrücken (Blechträger bzw. Fachwerkbalken), Fahrbahn unten, mit Spannweiten zwischen 10 und 120 m.

Um den Vergleich der verschiedenen Formulierungen durchführen zu können, war es notwendig, das mit der Spannweite veränderliche Verhältnis  $M_g : (M_g + M_p)$ , Eigengewicht zu Gesamtlast, festzustellen.

Da die Eigengewichte eiserner, für die neuen deutschen Lastenzüge gebauten Eisenbahnbrücken noch nicht mit genügender Sicherheit feststehen, haben wir die Eigengewichtsmomente auf Grund der vorzüglich bewährten, für den ehemaligen preußischen Lastenzug A gültigen Dirksenschen Formeln,<sup>2)</sup> und die Momente aus der Verkehrsbelastung natürlich ebenfalls für diesen Lastenzug ermittelt.

<sup>1)</sup> American Railway Engineering Association. General specifications for steel railway bridges, 1920 (431. South Dearborn Street, Chicago).

<sup>2)</sup> Siehe u. a. Taschenbuch der Hütte, 22. Aufl., 1915, Bd. III, S. 65.

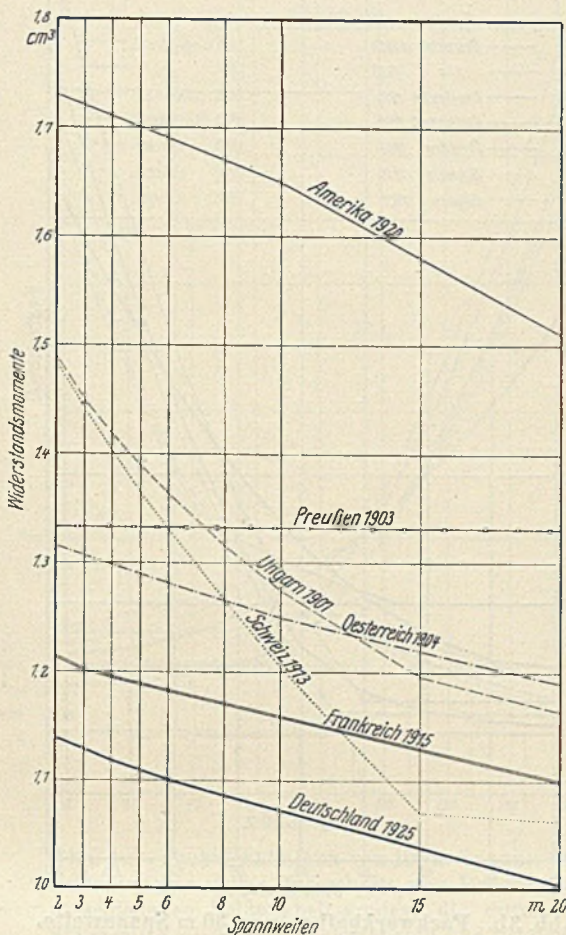


Abb. 1. Erforderliches Widerstandsmoment in cm<sup>3</sup> von einfachen Flußstahl-Blechträgern verschiedener Spannweite, Fahrbahn oben, für ein Biegemoment  $M = M_g + M_p = 1$  tcm.

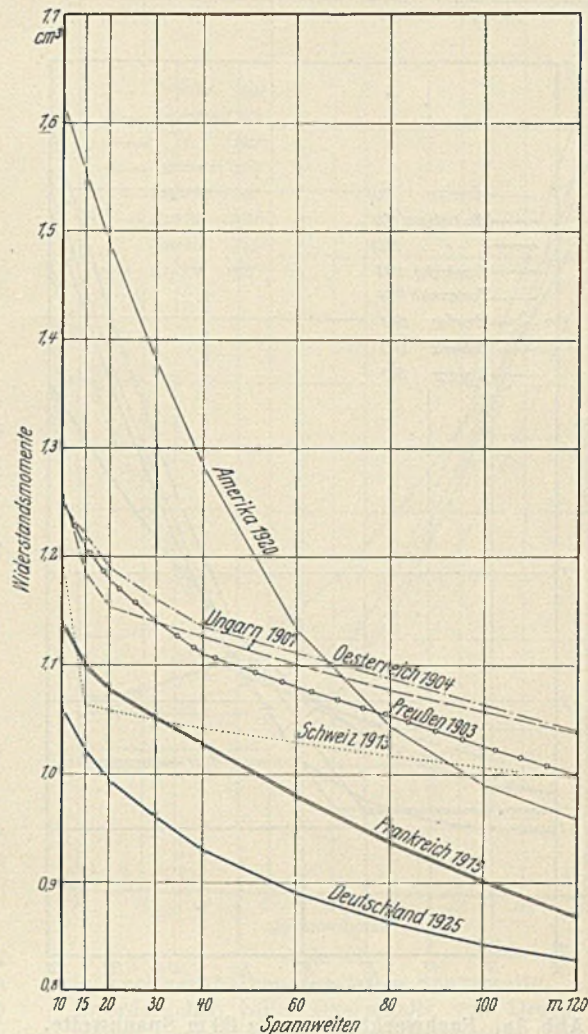


Abb. 2. Erforderliches Widerstandsmoment in cm<sup>3</sup> von Flußstahl-Balkenbrücken verschiedener Spannweite, Fahrbahn unten, für ein Biegemoment  $M = M_g + M_p = 1$  tcm.

Es ergibt sich alsdann z. B. für die Spannweite von 10 m, Fahrbahn oben, nach Dirksen:  $g = 880 + 54 \cdot 10 = 1420$  kg/m, und nach der Tabelle Hütte 1915, Bd. III, S. 67,  $p = 10872$  kg/m.

Also  $g + p = 1,42 + 10,872 = 12,292$  und im Verhältnis  $M_g + M_p = 0,116 + 0,884 = 1$  (z. B. tcm).

Für Fahrbahn oben erhalten wir auf diesem Wege folgende Tabelle der Anteile von Eigengewicht bzw. Nutzlast an  $M = 1$ :

Spannweite	2	3	4	5	6	8	10	15	20 m
$M_g$	0,047	0,06	0,072	0,078	0,087	0,101	0,116	0,163	0,199
$M_p$	0,953	0,94	0,928	0,922	0,913	0,899	0,884	0,837	0,801

Ebenso für Fahrbahn unten:

Spannweite	10	15	20	30	40	60	80	100	120 m
$M_g$	0,148	0,196	0,230	0,265	0,296	0,362	0,417	0,466	0,509
$M_p$	0,852	0,804	0,77	0,735	0,704	0,638	0,583	0,534	0,491

Diese Verhältniszahlen sind natürlich nicht dieselben für alle Lastenzüge, die Abweichungen sind aber für unseren Vergleichszweck nebensächlich.

Das erforderliche Widerstandsmoment berechnet sich nun für die Hauptkräfte nach den verschiedenen Brückenbauordnungen wie folgt:

1. American Railway Engineering Association (1920).

$$\sigma_{zul} = 1123 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\varphi = 1 + \frac{300}{300 + \frac{l^2}{100}} \quad (l \text{ in Fuß}) = 1 + \frac{1}{1 + \frac{0,359 l^2}{1000}} \quad (l \text{ in Meter}),$$

$$W_{erf} = \frac{M_g + \varphi M_p}{\sigma_{zul}}$$



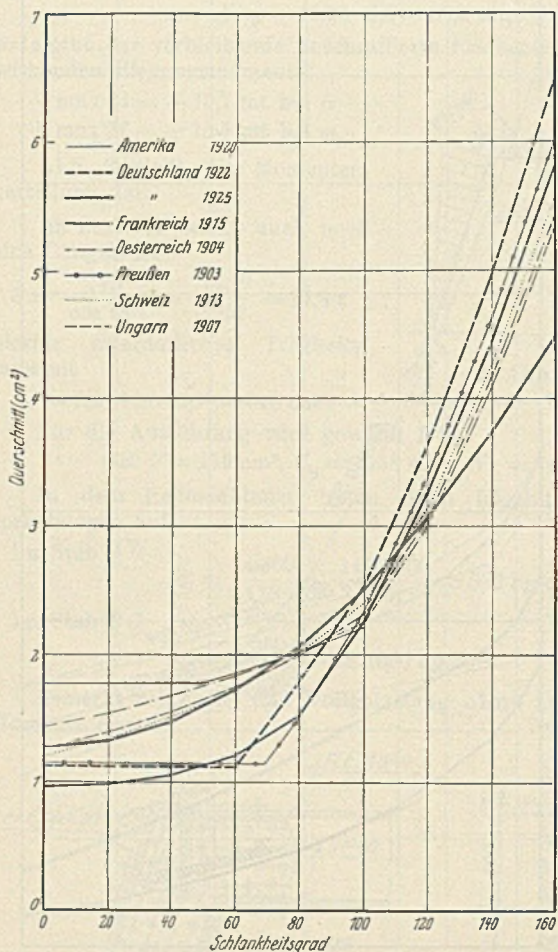


Abb. 3a. Fachwerkbalken von 30 m Spannweite. Erforderlicher voller Querschnitt von Druckstäben verschiedenen Schlankheitsgrades, die durch die Stabkraft  $S_g + S_p = 1$  t belastet sind und bei denen  $\frac{S_g}{S_g + S_p} = \max.$  (Gurtungen und Endfüllstäbe).

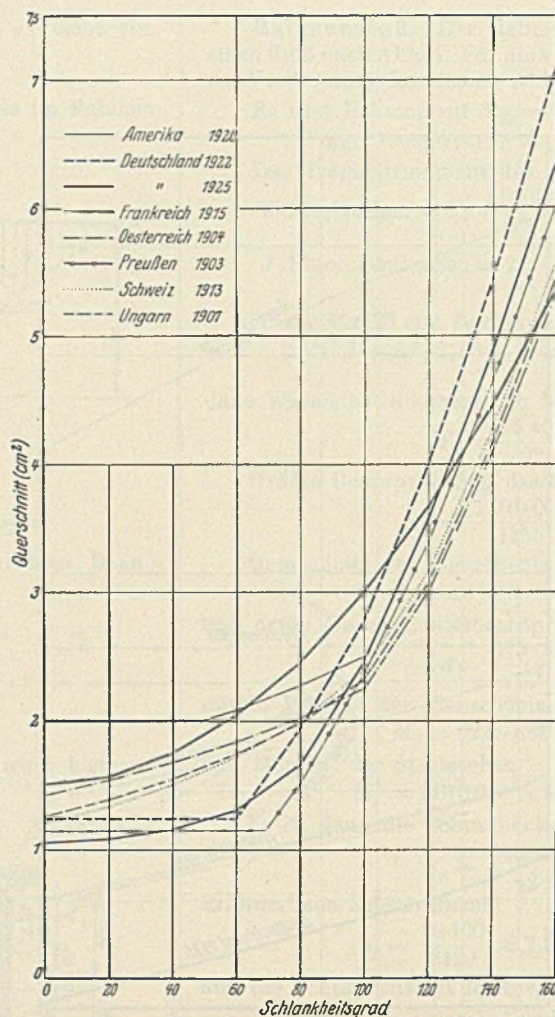


Abb. 3b. Fachwerkbalken von 30 m Spannweite. Erforderlicher voller Querschnitt von Druckstäben verschiedenen Schlankheitsgrades, die durch die Stabkraft  $S_p = 1$  t belastet sind, während  $S_g = 0$  ist. (Füllstäbe in Balkenmitte.)

Ein Vergleich der Schaulinien ergibt, daß die Unterschiede, auf die deutsche Linie bezogen, 26 bis 52 % ausmachen.

Vor allem fällt die amerikanische Linie zum Teil ganz aus der Reihe heraus, und man kann feststellen, daß der amerikanische Brückenbau, soweit er sich an diese Vorschrift hält, die am häufigsten vorkommenden Brücken bis zu einer Spannweite von 60 m mit einer Stoffverschwendung baut, über deren Gründe man gern Näheres erfahren würde. Jedenfalls beweist diese Ängstlichkeit ein geringes Zutrauen in die durchschnittlichen Ausführungsgewohnheiten.

Die deutsche Vorschrift arbeitet am sparsamsten von allen. Ihr zunächst liegt die französische Vorschrift. Die betreffenden Linien zeigen bei großen und kleinen Brücken einen fast gleichgerichteten Verlauf mit Unterschieden von 6 bis 10%, was bei der Verschiedenheit der Formulierungen gewiß ein bemerkenswertes Ergebnis ist. Es beweist dies, daß die beiden größten auf dem Festlande in Betracht kommenden Behörden in bezug auf die Beurteilung der Stoßzuschläge und der Stoffausnutzung im großen und ganzen eines Sinnes sind.

Auch die österreichische Linie hat ungefähr denselben Verlauf, doch gehen die Unterschiede, auf die deutsche Linie bezogen, bereits bis 25 %.

Die schweizerische Linie zeigt einen zu steilen Abstieg in den kleinen Spannweiten, und einen zu langsamen in den mittleren und großen. Der scharfe Knick bei 15 m dürfte schwerlich zu rechtfertigen sein. Hier, wie in der ungarischen Vorschrift, liegt offenbar eine Überschätzung der Stoßkräfte vor.

Dies wird in der letztgenannten Vorschrift noch betont dadurch, daß für die kleineren Spannweiten Gruppen von schwereren Achsen in Rechnung gestellt werden müssen, als sie der gewöhnliche Lastenzug hat, die Linie verläuft also in der Wirklichkeit in den kleineren Spannweiten noch erheblich steiler, als wir sie dargestellt haben.<sup>1)</sup>

Das Ergebnis ist, daß diese Verordnungen gerade den einfachen Balken mit seinem verhältnismäßig klaren Kräftespiel viel zu stark bauen und auch sonst mit dem Baustoffe sehr freigebig umgehen. Freilich erlaubt dieser Umstand einzelnen Eisenbahnverwaltungen, auf ihren, vor 20 Jahren gebauten Brücken viel schwerere Lastenzüge verkehren zu lassen, als es ihren ideellen Lastenzügen entspricht. Es ist dies für den Augenblick gewiß ein Vorteil, aber keine Rechtfertigung, denn schon Zelovich hat in seinem erwähnten Werke nachgewiesen, daß es unwirtschaftlich ist, bei der Festsetzung der ideellen Lastenzüge die Entwicklung der Verkehrslasten auf mehr als etwa 20 Jahre vorwegzunehmen.

Die Verstärkung einer eisernen Brücke für einen schwereren Lastenzug kommt nicht teurer zu stehen, als die Zinsszinsen der Baukosten des 20 Jahre lang unausgenutzt gebliebenen Baustoffes ausmachen.

<sup>1)</sup> Das vom U. J. C. empfohlene Lastenschema hat diese schwereren Lastengruppen ebenfalls. Diese Maßregel ist geeignet, Verwirrung zu stiften. Die Tatsache, daß die Stoßwirkungen in den kleineren Spannweiten zunehmen, ist durch die Stoßzahl oder durch entsprechend herabgesetzte Beanspruchungen zu berücksichtigen. Derselben Sache noch einmal durch das Vorschreiben schwererer Lastenzüge für kleinere Spannweiten Rechnung zu tragen, ist nicht zu empfehlen. Es führt zu Unklarheiten und zu einem nicht folgerichtigen Vorgehen bei der Beurteilung der Tragfähigkeit bestehender Brücken in bezug auf praktisch verkehrende Lastenzüge.

2. Deutschland (1922 u. 1925).

$$\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2 \quad \varphi = 1,19 + \frac{21}{l+46} \quad W_{erf} = \frac{M_g + \varphi M_p}{\sigma_{zul}}$$

3. Frankreich (1915). Für die Hauptspannungen muß die Formel  $0,4 \sigma_g + \sigma_p = 800 \text{ kg/cm}^2$  erfüllt sein, also

$$W_{erf} = \frac{0,4 M_g + M_p}{0,8} \quad (W \text{ in cm}^3, M \text{ in tcm}, \sigma \text{ in t/cm}^2).$$

4. Oesterreich (1904).

Bei  $l = 0$  bis 10    10 bis 20    20 bis 40    40 bis 120 m Spannweite  
 $\sigma_{zul} = 750 + 5l$      $760 + 4l$      $800 + 2l$      $840 + l \text{ kg/cm}^2$

$$\varphi = 1 \quad W_{erf} = \frac{M_g + M_p}{\sigma_{zul}}$$

5. Preußen (1903).

a) Für Blechträger mit unmittelbarer Schwellauflagerung  
 $\sigma_{zul} = 750 \text{ kg/cm}^2$ .

b) Für unten liegende Fahrbahn:

Bei  $l = 10$     20    40    80    120 m Spannweite  
 $\sigma_{zul} = 800$     850    900    950    1000  $\text{kg/cm}^2$

$$\varphi = 1 \quad W_{erf} = \frac{M_g + M_p}{\sigma_{zul}}$$

6. Schweiz (1913).

$$\sigma_{zul} = 900 + 200 \cdot \frac{M_g}{M_g + M_p} \text{ kg/cm}^2,$$

$\varphi = 1$ , für  $l < 15$  m wird  $\sigma_{zul}$  um  $2(15 - l)\%$  verringert.

$$W_{erf} = \frac{M_g + M_p}{\sigma_{zul}}$$

7. Ungarn (1907).

$$\sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2,$$

Für  $l = 0$  bis 20 m;  $\varphi = 1,5 + 0,001(20 - l)^2$ ,

Für  $l > 20$  m,  $\varphi = 1,5$ ,

$$W_{erf} = \frac{M_g + \varphi M_p}{\sigma_{zul}}$$



Dies gilt für die Entwicklungsgeschwindigkeit, die vor dem Kriege im Fahrzeugbau maßgebend war und die durch Krieg und Kriegsfolgen sicher keine Beschleunigung erfahren hat.

Wenn also diejenigen Bahnverwaltungen, deren alte ideelle Lastenzüge durch die Entwicklung überholt sind, darangehen werden, ihre neuen Brücken für schwerere Lastenzüge zu bauen, werden sie kaum umhin können, auch die zulässigen Beanspruchungen, dem deutschen und französischen Beispiele entsprechend, hinaufzusetzen, wenn, wie den Zeitläufen entsprechend angenommen werden darf, Sparsamkeit an Baustoffen auch bei ihnen als oberster Grundsatz gilt.

Eine Angleichung der verschiedenen Auffassungen in der Richtung, die von den deutschen Grundlagen dargestellt wird, muß sich also mit der Zeit selbsttätig vollziehen.

\* \* \*

2. Der erforderliche volle Querschnitt in Druckstäben einfacher Fachwerkbalken (Abb. 3 u. 4).

Belastung:  $S_g + S_p = 1$  (t).

Diese Querschnitte sind abhängig vom Schlankheitsgrade  $\lambda$

und vom Verhältnis  $\frac{S_g}{S_g + S_p}$ .

Das letztere verändert sich aber nicht nur mit der Spannweite, sondern auch in einem und demselben Träger hat es einen Größtwert in den Druckgurten bzw. Endfüllstäben und einen Kleinstwert in den Füllstäben der Brückenmitte, für die es u. U. = 0 wird.

Aus dieser Fülle von Möglichkeiten haben wir in den Abb. 3a u. b für einen Träger von 30 m Spannweite und in den Abb. 4a u. b für einen solchen von 100 m Spannweite die beiden Grenzfälle dargestellt, und zwar in den Abb. 3a u. 4a jeweils den Fall  $\max\left(\frac{S_g}{S_g + S_p}\right)$  und in den Abb. 3b u. 4b den Fall:  $S_g = 0, S_p = 1$  (t).

Der Vollständigkeit halber haben wir sowohl die Querschnitte dargestellt, die sich nach der vorläufigen Fassung der deutschen Vorschriften (1922) als auch diejenigen, die sich aus der endgültigen Fassung (1925) ergeben.

Die entsprechenden Bestimmungen der einzelnen Vorschriften lauten wie folgt:

1. American Railway Engineering Association (1920).

$\sigma_{zul} = 1054 - 3,51 \lambda$ , jedoch nicht mehr als  $879 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\lambda > 100$  unzulässig.

Fall a)  $F = \frac{S_g + \varphi S_p}{\sigma_{zul}}$

Fall b)  $F = \frac{\varphi}{\sigma_{zul}}$  ( $\sigma$  in  $\text{t/cm}^2$ , wenn  $S_p = 1$  (t) und  $F$  in  $\text{cm}^2$ ).

2. Deutschland (1922).  $\sigma_{zul} = 1,4 \text{ t/cm}^2$ ;  $\lambda > 150$  unzulässig.

Fall a)  $F = \frac{\omega(S_g + \varphi S_p)}{1,4}$

Fall b)  $F = \frac{\omega \varphi}{1,4}$

wobei für  $\lambda = 0$  bis 60  $\omega = 1,17$  1,86 2,64 3,80 5,17 6,76

3. Deutschland (1925). Dieselben Formeln wie zu 2., aber für

$\lambda = 0$  20 40 60 80 100 120 140 160  $\omega = 1,0$  1,02 1,10 1,26 1,59 2,36 3,41 4,64 6,06.

4. Frankreich (1915). Die Nietlöcher werden voll abgezogen. Wir setzen annähernd  $F = 1,2 F_n$ .

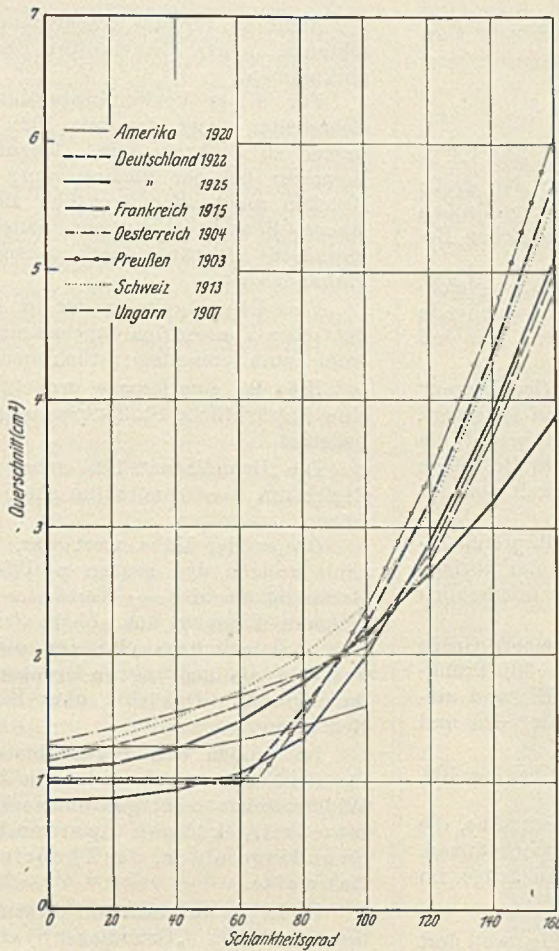


Abb. 4a. Fachwerkbalken von 100 m Spannweite. Erforderlicher voller Querschnitt von Druckstäben verschiedenen Schlankheitsgrades, die durch die Stabkraft  $S_g + S_p = 1$  t belastet sind und bei denen  $\frac{S_g}{S_g + S_p} = \max$ . (Gurtungen und Endfüllstäbe.)

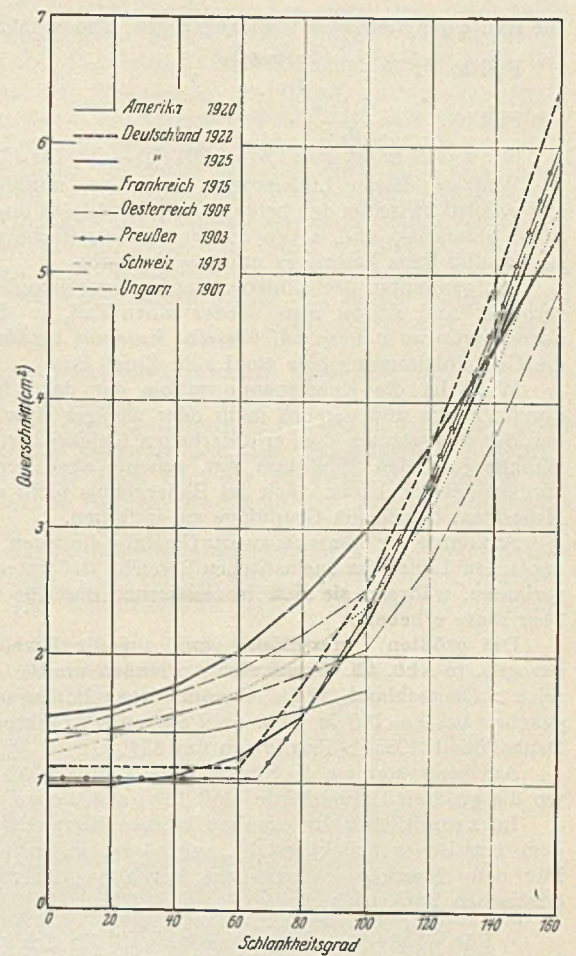


Abb. 4b. Fachwerkbalken von 100 m Spannweite. Erforderlicher voller Querschnitt von Druckstäben verschiedenen Schlankheitsgrades, die durch die Stabkraft  $S_p = 1$  t belastet sind, während  $S_g = 0$  ist. (Füllstäbe in Balkenmitte.)

Aus der Gleichung  $\frac{\omega(0,4 S_g + S_p)}{F_n} = 0,8$  ( $\text{t/cm}^2$ ) folgt

Fall a)  $F = \frac{1,2 \omega (0,4 S_g + S_p)}{0,8}$

Fall b)  $F = \frac{1,2 \omega}{0,8}$

wobei  $\omega = 1 + \frac{\lambda^2}{10000}$ .

5. Österreich (1904). Für 30 bzw. 100 m Spannweite ist  $\sigma_{zul} = 0,860$  bzw.  $0,940 \text{ t/cm}^2$ .

Fall a) = Fall b)  $F = \frac{\omega}{\sigma_{zul}}$ , denn für a)  $S_g + S_p = 1$  und für b)  $S_g = 0, S_p = 1$ , wobei für

$\lambda = 0$  20 40 60 80 100 120 140 160  $\omega = 1,235$  1,323 1,437 1,573 1,737 1,939 2,579 3,51 4,584.

6. Preußen (1903).

$\sigma_{zul} = \frac{4244}{\lambda^2} \text{ t/cm}^2$ , jedoch nicht mehr als  $0,875$  bzw.  $0,975 \text{ t/cm}^2$  für 30 bzw. 100 m Spannweite.

Fall a) = Fall b)  $F = \frac{1}{\sigma_{zul}}$

7. Schweiz (1913).

Für  $\lambda \leq 110$  ist  $\sigma_{zul} = \frac{1000 - 5 \lambda}{1000} \text{ t/cm}^2$ ;

für  $\lambda > 110$ :  $\sigma_{zul} = \frac{5500}{\lambda^2} \text{ t/cm}^2$ .

Die Nietlöcher werden voll abgezogen, also wie unter 4:  $F = 1,2 F_n$ ,

Fall a) = Fall b)  $F = \frac{1,2}{\sigma_{zul}}$

8. Ungarn (1907).

Für  $\lambda \leq 110$ :  $\sigma_{zul} = \frac{1200 - 5,5 \lambda}{1000} \text{ t/cm}^2$ ;

für  $\lambda \geq 110$ :  $\sigma_{zul} = \frac{7100}{\lambda^2} \text{ t/cm}^2$ .



Die Hälfte der Nietlöcher wird abgezogen, also annähernd  $F = 1,1 F_n$ .

Fall a)  $F = \frac{1,1 (S_g + \varphi S_p)}{\sigma_{zul}}$

Fall b)  $F = \frac{1,1 \cdot \varphi}{\sigma_{zul}}$

Für  $l < 20$  m ist  $\varphi = 1,5 + 0,001 (20 - l)^2$ ; für  $l \geq 20$ :  $\varphi = 1,5$ .

Was an diesen Linienzügen vor allem auffällt, ist der große Unterschied zwischen den beiden deutschen Linien und der preußischen Linie einerseits, und allen anderen andererseits im unelastischen Bereiche, und ganz besonders um  $\lambda = 60$  herum.

Die genannten drei Linien verlaufen untereinander ziemlich gleichgerichtet und zeigen also wieder einen Fall, in dem abweichende Formulierungen nahezu auf dasselbe Ergebnis hinauslaufen. Nur daß die Übereinstimmung hier wohl kein Zufall ist.

Wohl ist die Knickspannungslinie der deutschen „Grundlagen“ durch Theorie und Versuch mehr oder weniger einwandfrei festgelegt, bei der Festsetzung der erforderlichen Knicksicherheiten, wobei die Willkür ja freien Spielraum hat, scheint aber doch das Bestreben vorgewaltet zu haben, sich im Endergebnis nicht allzuweit von der bisherigen, bewährten Grundlage zu entfernen.

So konnte der bemerkenswerte Umstand eintreten, daß die preußisch-deutschen Linien im unelastischen Bereiche tief unterhalb der übrigen verlaufen, während sie sich im elastischen Bereiche nicht unerheblich über diese erheben.

Die größten Unterschiede sind, auf die jeweils kleinere Größe bezogen, in Abb. 4b. Frankreich > Preußen um 99% ( $\lambda = 60$ ), Frankreich > Deutschland (1925) ebendort noch immer um 69% und umgekehrt bei  $\lambda = 160$  in Abb. 4a Preußen > Frankreich um 56% und Deutschland (1925) > Frankreich um 33%.

Am geringsten ist die Streuung der Linien in Abb. 3a bei  $\lambda = 100$ , wo die größten Unterschiede bloß 12% ausmachen.

Im neuzeitlichen Brückenbau können Hauptträgerdruckstäbe, die dem elastischen Knickbereiche angehören, kaum mehr vorkommen. Für neue Brücken ist also das Verhalten unserer Linienzüge im elastischen Bereiche belanglos.<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Für Windverbände sind sie an und für sich ungültig, weil dort andere Beanspruchungen maßgebend sind.

Nicht so für das Nachrechnen bestehender Brücken, in denen schlanke, in den elastischen Bereich fallende Füllstäbe nur zu oft vorkommen.

Für dieses Verwendungsgebiet scheinen die deutschen Knicksicherheiten trotz der seit 1922 eingetretenen Herabsetzung noch immer zu hoch zu sein. Jedenfalls wird sich der frei urteilende Ingenieur bei der Nachrechnung schlanker Stäbe von bestehenden Brücken nicht allzu ängstlich an die nach den „Grundlagen“ zulässige Beanspruchung zu halten brauchen, da hier reichliche moralische Deckung durch andere, gleichfalls bewährte Vorschriften vorhanden ist.

Eine Überschreitung der im unelastischen Bereiche nach den deutschen Vorschriften zugelassenen Druckbeanspruchungen wird aber wohl kaum jemandem rätlich erscheinen.

Hier ist eine Grenze erreicht, die für neue Brücken durchweg eine beträchtliche Stoffersparnis gegenüber den anderen Vorschriften bedeutet.

Die „Grundlagen“ 1925 gehen hierin, abgesehen von einem engen Bezirk um  $\lambda = 60$ , noch um einen Schritt weiter, als es die von 1922 taten.

Ob es der Mühe wert war, der Schönheit der mathematischen Linie zuliebe den großen praktischen Vorteil aufzugeben, den die Beständigkeit der  $\omega$ -Werte im Bereiche  $\lambda = 0$  bis 60 nach der früheren Fassung bot, bleibt fraglich, umsomehr, als nach der neuen Berechnungsweise für dieselbe Stabkraft Zugstäbe stärker ausfallen als gedrungene Druckstäbe, was dem technischen Gefühl widerspricht. Das sind aber Einzelheiten von nicht allzu großer Bedeutung.

Im großen und ganzen bieten auch die Linien der Abb. 3 u. 4 für alle Neubauten das schon in den Abb. 1 u. 2 für das erforderliche Widerstandsmoment gewonnene Bild einer weitgehenden, wenn man will, kühnen Sparsamkeit, gegründet auf die feste Grundlage einer, der Theorie in weitem Maße angenäherten Bauweise.

Es ist darum auch auf diesem Gebiete nicht wahrscheinlich, daß die deutschen „Grundlagen“ einer künftigen zwischenvölkischen Normung wesentliche Opfer werden bringen müssen.

Vermischtes.

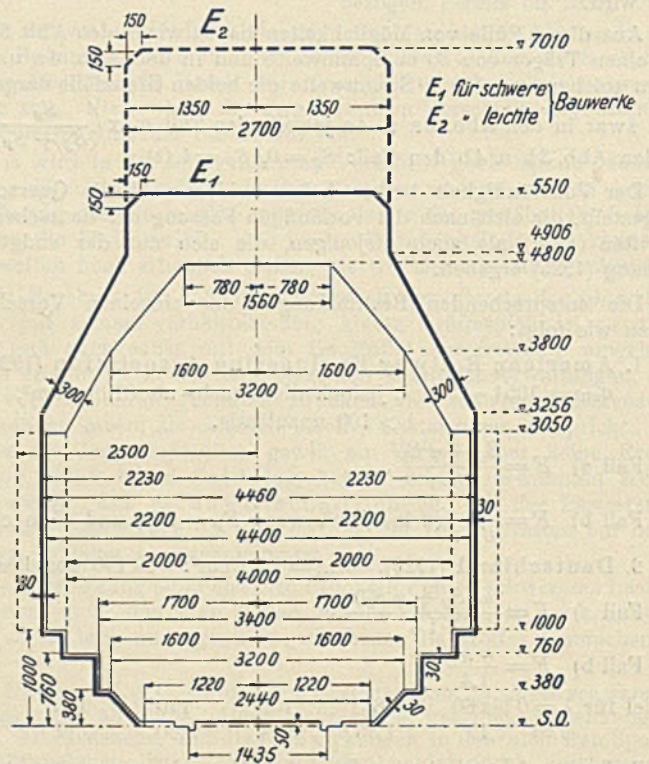
**Beton u. Eisen, Internationales Orgau für Betonbau** (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. Oktober erschienene Heft 20 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Kleinlogel: Conrad Freytag. — Die Entwicklung der Wayss & Freytag A.-G. — Dr. Zug. chr. E. Mörsch: Die Berechnung der Winkelstützmauern. — Lastkraftwagenhalle in Aachen.

**Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken.** Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, als amtliche Ausgabe, die am 9. September d. J. eingeführten Grundsätze veröffentlicht und damit einen äußerst wertvollen Leitfaden für die Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken nach Maßgabe ihrer großen Erfahrungen und neuesten Anforderungen geschaffen. Er wird ein unentbehrlicher Ratgeber beim Entwurf eiserner Brücken sein.

Neben den technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten ist erfreulicherweise auch darauf hingewiesen, daß auf das gute Aussehen der Bauwerke und auf die Anpassung an die Umgebung Rücksicht genommen werden soll. Möge der gute Geschmack der deutschen Brückeningenieure die Zukunft vor solchen Brückenbauten bewahren, die in früheren Jahrzehnten dem Ruf der eisernen Brücken in schönheitlicher Hinsicht sehr geschadet haben!

Auf den wesentlichen Inhalt kann nur kurz und an der Hand einiger besonderer Beispiele hier eingegangen werden. Neu ist im ersten allgemeinen Teil für die Literatur die neuzeitliche Forderung an den lichten Raum, die durch Elektrisierung der Eisenbahnen entstanden ist. Für neue und für bestehende Bauwerke, auch für einige besondere Eisenbahnen sind die zukünftig geltenden Profile festgelegt, von denen die Abbildung das Wichtigste vorführt. Bemerkenswert ist der sehr zu begrüßende Hinweis, daß beim Entwurf von Bahnlinien und Bahnhöfen mit der Bauhöhe nicht mehr so ängstlich gespart werden soll wie früher und daß man Übergangsbogen und Neigungswechsel möglichst außerhalb der Brücke legen, schiefe Brücken überhaupt vermeiden soll. Wenn letzteres nicht möglich, soll die Bettung wenigstens bis zum ersten rechtwinklig zur Überbauachse liegenden Querträger durchgeführt werden. Die Vorschrift, bei durchlaufenden Trägern ohne Gelenke die Grundmauern so groß zu machen, daß Stützensenkungen ausgeschlossen sind, entspringt sicher dem sehr verständigen Wunsche, die Vorzüge solcher Träger, besonders bei Eisenbahnbrücken, auszunutzen. Vielleicht

wäre hier eine Ergänzung erwünscht, um wieviel — etwa ein Drittel oder die Hälfte? — die sonst zulässige Beanspruchung der Bausohle verringert werden muß, wenn sie nicht auf Felsen ruht. Für den gut ausgebildeten Eisenbauer ist es selbstverständlich, hier aber nötig,



zu sagen, daß er die Baustellenarbeit einschränken soll, daß er auf die Zugänglichkeit und den Wasserabfluß bei der Stabausbildung besonders achten, daß er nicht zusammengesetzte Walzquerschnitte in erster Linie verwenden, daß er statt der Kröpfungen schlanke Keilkröpfungen anordnen soll. Eisendicken sollen nicht



unter 9 mm sein, I- und L-Eisen mit geringeren Stärken als 7 mm, Winkeleisen mit weniger als 70 mm Schenkellänge gehören nicht in den Brückenbau. Zwillingsträger mit Schienen zwischen zwei Hauptträgern sollen nicht mehr verwendet werden. Soweit die allgemeinen Grundsätze.

Die Verbindungsmittel bilden den zweiten Teil. Gewöhnlich sind Halbrundniete (nach DIN 124 und 139) bis zum 4,5fachen Betrag des Lochdurchmessers zu verwenden und Linsensenkniete (nach DIN 303 Bl. 1 u. 139) bis zum 6,5fachen, besser jedoch gedrehte konische Bolzen. Größte und kleinste Nietabstände sind genau festgelegt. Bei Winkel sind an die bestehenden Teile mit dem  $1\frac{1}{2}$ -fachen der rechnermäßigen Nietzahl anzuschließen und ein Teil der Niete außerhalb des Hauptanschlusses anzuordnen. Über Stoßdeckung und Anschlußniete von Futterstücken ist das Erforderliche klar vorgeschrieben.

Was die Hauptträger, dritter Teil, betrifft, so sind zunächst für vollwandige Träger die Stegblechhöhen zu  $1/10$ , ausnahmsweise  $1/12$ , bei durchlaufenden Trägern zu  $1/12$  angegeben, ferner die kleinsten Winkeleisen zu  $80 \times 80 \times 10$ , sowie das Erforderliche über Gurtplatten, Aussteifung der Blechwände, Stegblechstoß und Ausbildung von Kragarm- und Schwebeträger-Enden. Für gegliederte Hauptträger werden natürlich Parallelträger auch bei größeren Stützweiten in erster Linie empfohlen, und zwar mit einer Netzhöhe von  $1/8$  bis  $1/10$ . Parabel- und Halbparabel-Träger sollen  $1/7$  bis  $1/8$  hoch sein, durchlaufende Parallelträger  $1/9$  bis  $1/10$  der größten Stützweite. Die Lage der Stäbe zur Netzlinie ist eingehend vorgeschrieben, auch die Wandhöhen der Gurte, die Stäbe mit mehrteiligen Querschnitten und die Querschnitte bei gedrückten Stäben, Querschotten und dergl. Über die Ausbildung der Knotenpunkte und deren statische Nachweise, besonders der Endknotenpunkte, ferner über die Stöße von Gurt und Füllungsgliedern, über die Ausbildung von Gelenken in Gerberträgern sind eingehende Vorschriften gegeben. In letzter Beziehung sei bemerkt, daß, falls Nachbarträger im Gelenkpunkte sich in unzugänglicher Weise berühren, auf die Berührungsflächen 3 bis 5 mm dicke Messingbleche aufgeschraubt werden sollen. Bei nebeneinanderliegenden Überbauten mit zweiwandigen Gurtquerschnitten sollen die Wandungen mindestens 75 cm Abstand haben, bei einwandigen Gurtquerschnitten 55 cm, bei Blechträgern Abstand der inneren Gurtungskanten mindestens 40 cm.

Über die Fahrbahn bringt ein vierter Abschnitt sehr viel Wichtiges. Schienen unmittelbar auf Haupt-, Quer- und Längsträgern sind möglichst zu vermeiden. Bei beweglichen Brücken dürfte man unter Umständen doch wohl zu solcher Schienenbefestigung greifen; die „Grundsätze“ gelten wohl überhaupt nur für feste Brücken. Schienenstöße sind auf Brücken der Zahl nach einzuschränken, bei kleinen Brücken ganz zu vermeiden. Hölzerne Querschwellen, bei Achsdrücken von 20 t und mehr aus Hartholz, sollen höchstens 40 cm lichten Abstand haben. Außerhalb des Fahrbereiches brauchen nur so viel Schwellen durchgeführt zu werden, als für die Abdeckung nötig sind. Fußwege sollen auf besonderen Konsolen liegen, um die Querschwellen leicht auswechseln zu können. Reglabstand der Längsträger ist 1,75 m, bei breitflanschigen geringer. Längsträger über 2,5 m Stützweite, bei Breitflansch über 3,2 m, erfordern Schlingerverband oder Anschluß ihrer Mitten an den Windverband. Ihre Höhe soll  $1/9$  bis  $1/10$  sein. Querträgerhöhe soll  $1/6$  bei eingleisigen,  $1/7$  bei zweigleisigen Brücken sein, bei oben offenen Brücken möglichst noch höher. Bei großen Überbauten sollen an verschiedenen Stellen die Längsträger längsverschieblich gelagert werden oder bei Fahrbahn oben die Querträger mit Ausnahme des mittelsten längsverschieblich auf den Hauptträgern. Bei Längsträgern zwischen den Querträgern ist die Kontinuität der ersteren durch Verbindung der Obergurte anzustreben. Endquerträger sollen in der Regel so stark sein, daß die Brücken mit Wasserdruckpressen unter ihnen gehoben werden können. Auch sollen sie so angeordnet sein, daß ihre hintere Fläche gut unterhalten werden kann. Bei offener Fahrbahn werden Leitschienen oder andere Entgleisungsvorrichtungen empfohlen bei Gleiskrümmungen unter 350 m Halbmesser oder wenn die Fahrbahn so hoch liegt, daß die Obergurte die Wagen nicht vor dem Absturz schützen. Auch wenn sich an die Brücke der Übergangsbogen einer scharfen Krümmung unmittelbar anschließt, gilt das gleiche. Fahrbahnabdeckung in einzeln abnehmbaren Tafeln aus Holz oder Eisenbeton, Endabschluß über den Widerlagern aus L-Eisen oder Eisenbeton sind genau und mit Abbildungen erläutert. Die Bettungshöhe unter den Schwellen soll nicht unter 15 cm betragen. Endlich ist klar zum Ausdruck gebracht, was mir früher nicht der Fall gewesen zu sein scheint, daß gegen die Bettung die Hauptträger durch besondere schräge Bleche oder bei Raumbeschränkung durch auf die Stegbleche genietete Bleche gegen Rost zu schützen sind. Über Entwässerung der Fahrbahn mit durchgehender Bettung sind eingehende Vorschriften gemacht, besonders über die Einzelentwässerung bei Buckelplatten. Für Fahr-

bahntafeln, deren Unterseite Rauchgasen ausgesetzt sind, wird Beton oder Eisenbeton empfohlen. Einbetonierte Träger, Schienenausgangsvorrichtungen bei über 75 m langen Überbauten beschließen diesen Teil.

Im V., VI. und VII. Teil werden die Wind-, Bremsverbände und Lager besprochen. Bei Auflagerdrücken über 12 t aus ständiger Last bzw.  $l > 12$  m sind bewegliche Lager als Rollen, Stelzen oder Pendellager auszubilden, möglichst mit nur einer Rolle oder einer geraden Anzahl. Mit VIII. Säulen, IX. Fußsteige und Geländer und X. Besichtigungswagen schließt das Heft, dessen Inhalt und Ausstattung namentlich mit guten und klaren Abbildungen ein Zeugnis für den hohen Grad technischer Ansprüche an die Ausbildung unserer eisernen Eisenbahnbrücken liefert. Ein großer Fortschritt im Eisenbau ist damit getan.

Karl Bernhard, Berlin.

**Druckluft- und Senkkastengründung beim Bau der Delaware-Brücke zwischen Philadelphia und Camden.** Die Gründung für die Hängetürme und Verankerungswiderlager der 533 m weit gespannten Hängebrücke über den Delaware zwischen Philadelphia und Camden erforderte wegen ihrer Tiefe und der in Frage kommenden Abmessungen umfassende Senkkastenarbeiten, die für die Hängetürme unter Anwendung von Druckluft und in Eisen, für die Ankerfundamente als offene Eisenbeton-Senkkasten ausgeführt wurden; beide gehören — wie C. Carswell in Eng. News-Rec. vom 4. Juni 1925 feststellt — zu den bedeutendsten jemals ausgeführten Arbeiten dieser Art.

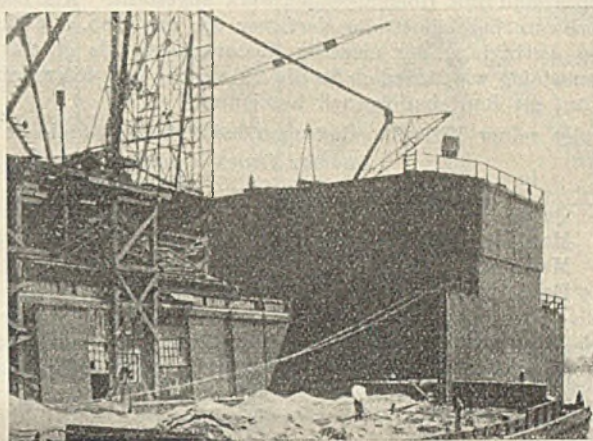


Abb. 1. Eisenblechsenkkasten der Pfeiler vor dem Absenken.

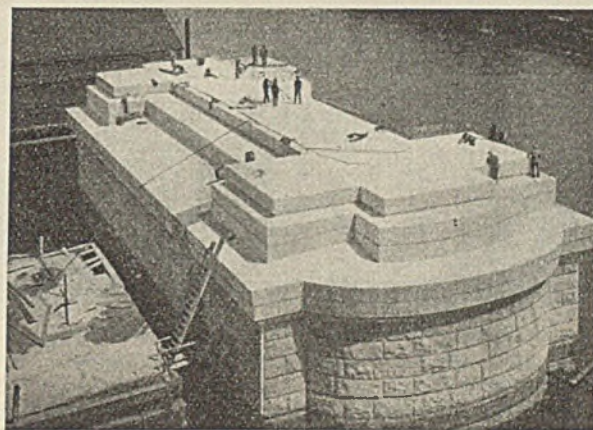


Abb. 2. Fertiger Turmpfeiler.

Abb. 1 zeigt den 12,20 m hohen Eisenblechsenkkasten eines Pfeilers vor dem Absenken, Abb. 2 den Pfeiler nach seiner Vollendung: Ebenso wie die Ankerwiderlager in Stampfbeton hergestellt, mit Granit verkleidet und abgedeckt, mißt er — entsprechend den Abmessungen des Senkkastens — in der Grundfläche  $43,60 \times 21,20$  m. Abb. 4 gibt ein Bild von der Absenkung der kreisrunden Senkkasten für die Verankerung. Nach Abb. 3 waren davon für jede Verankerung 12 an der Vorderseite in zwei Reihen angeordnete Senkkasten erforderlich, von denen die 8 mittleren einen Außendurchmesser von 6,10 m, die äußeren einen solchen von 14,80 m hatten; ihre Länge betrug 27,90 m. Die beiden hinteren Flügel dieser Verankerungswiderlager stehen auf zwei großen (in Abb. 3 gestrichelt angedeuteten) rechteckigen, offen eingebrachten Eisenbetonsenkkasten von  $12,19 \times 41,10$  m Grundfläche auf dem Philadelphia-, von  $12,19 \times 42,70$  m auf dem Camden-Ufer; Einzelausbildung und -abmessungen sind aus Abb. 5 ersichtlich.



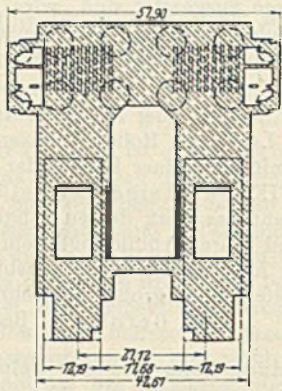


Abb. 3. Widerlager für die Verankerung der Hängeseile. Grundriß.

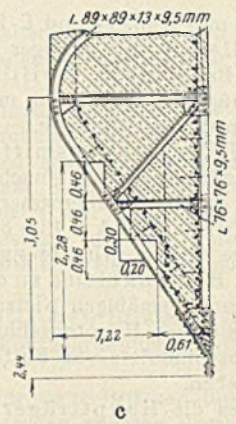
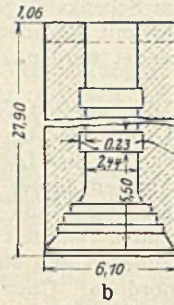
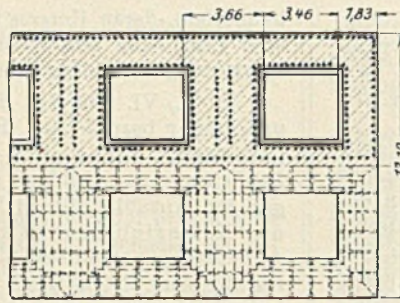


Abb. 5. Einzelheiten der Senkkasten.  
a) Rechteckiger Senkkasten. Grundriß. b) Zylindrischer Senkkasten. Querschnitt. c) Eiserner Kranz eines runden Senkkastens.

Für die Ausführung der Pfeilergründung war ein am Philadelphia-Ufer 3 m, am Camden-Ufer 10 m hoher Spundwanddamm gerammt, der sich den Abmessungen des Mauerwerks möglichst anpaßte und das Absenken der Senkkasten, die Betonierung und das Verblenden der Pfeiler wesentlich erleichterte. Das Dach der Arbeitskammer ist in beiden Richtungen mit Eisenfachwerk, die Kastenwände oberhalb des Daches sind mit Holzbalkenfachwerk abgesteift. Als besonders bemerkenswert bezeichnet der Verfasser die aus Abb. 5 ersichtliche V-förmige Ausbildung der eisernen Kastenkränze, die er als ebenso widerstandsfähig wie förderlich für die Absenkung und von erheblichem Einfluß auf die Betriebssicherheit bezeichnet.

Zufolge seiner Mitteilung betragen bei Arbeiten ähnlicher Art

in	äußerer Druck kg/cm <sup>2</sup>	innerer Druck kg/cm <sup>2</sup>
Quebec . . . . .	9,77	127,05
Manhattan . . . . .	24,41	175,78
Metropolis . . . . .	34,18	425,80
Delaware River . . . . .	268,54	341,78

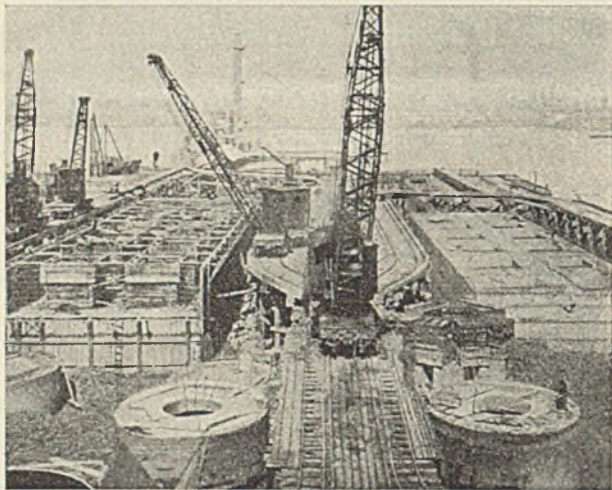


Abb. 4. Absenken der runden Senkkasten für die Verankerungswiderlager.

Während des Absenkens wurden in der Arbeitskammer zwecks Abfangung und Versteifung vier hölzerne Traggertüste eingebaut, die das gesamte Gewicht des Senkkastens aufnahmen, den eisernen Kranz entlasteten, sein bequemes Anbringen und die Beseitigung von Hindernissen erleichterten und dadurch das Einbringen namentlich in weichem und ungleichmäßigem Boden in hohem Grade sicherten. Das Einbringen ging denn auch ohne Zwischenfälle vonstatten, und zwar zunächst auf dem Philadelphia-Ufer, nachdem der Senkkasten durch Ausbetonieren vorsichtig bis an die Grenze der Schwimmfähigkeit belastet war, um durch möglichst hohes Eigengewicht die Bagger- und Absenkungsarbeiten zu unterstützen. Etwas Sand und Kies wurde im Saugverfahren beseitigt; im allgemeinen gelangte der gesamte Bodenaushub durch die Förderschleusen in Eimern aus den Arbeitskammern nach oben. Die durchschnittliche Absenkung betrug je Arbeitstag 16,5 cm auf der Philadelphia-, 38,1 cm auf der Camden-Seite; der Boden bestand auf der Philadelphia-Seite aus Glimmerschiefer in unter 60° zur Wagerechten geneigten Schichten, auf der Camden-Seite wechselten damit starke Lagen von hartem, blauem Ton. Die Temperatur im Inneren der Arbeitskammer betrug auf der Phila-

delphia-Seite zwischen 30 und 32° C, stieg jedoch gegen Ende des Ausbetonierens bis auf 39,5°; auf der Camden-Seite waren die Temperaturen niedriger, weil die Druckluftleitungen zum großen Teil unter Wasser liefen: Sie betragen im Durchschnitt 26° C und stiegen zuletzt auf 32 bis 36°. Für das Einbringen des erforderlichen Betons dienten besondere Schleusen, die auf die zur Beseitigung des Aushubes benutzten Förderschleusen aufgesetzt wurden, am Boden eine Klappe hatten und durch die der Beton im freien Fall nach unten gelangte. Besondere Mühe erforderte das Ausbetonieren der Winkel, das von Hand ausgeführt werden mußte, sowie das Einbringen der letzten oberen Schichten, das unter Druckluft geschah.

Für die zur Gründung der Verankerungswiderlager verwendeten zylindrischen und rechteckigen offenen Senkkasten wurde in der Hauptsache eiserne Schalung benutzt, die eine mehrmalige Verwendung und die zur reibungslosen Absenkung erforderlichen glatten Außenflächen und genauen Abmessungen besser gewährleistete. Das Betonieren begann im Dezember 1922 und wurde ohne Unterbrechung während des Winters fortgesetzt. Der Frostschutz bestand im Anwärmen der Zuschlagstoffe und des Mischwassers sowie des abbindenden frischen Beton. Für das letztere dienten bei den großen Senkkasten des Camden-Ufers und den sämtlichen runden Senkkasten Koks Körbe, während auf dem Philadelphia-Ufer bei den dortigen großen Rechteckkasten die Erwärmung bemerkenswerterweise dadurch geschah, daß um ihre Wandung ein gelochtes Rohr herumgeführt und das Ganze mit Planen zugedeckt wurde, so daß darunter aus einem nahen Kesselhaus in das Rohr geleiteter und aus den Löchern heraustretender heißer Wasserdampf eine gleichmäßige feuchte Wärme erzeugte, die auf den Abbindevorgang sehr günstig wirkte.

Das Absenken dieser Gründungkörper geschah ohne Zwischenfälle mit Hilfe von Eimerkettenbaggern; geringe Richtungsfehler konnten dabei durch entsprechende Baggermaßnahmen behoben werden. Zwei bei der Absenkung des nördlichen Rechtecksenkkastens für das Camden-Widerlager auftretende Haarrisse erweiterten sich dank vorsichtiger Baggerung nicht und konnten ohne weitere Schadenerscheinung geschlossen werden.

Da infolge des etwas knappen Eigengewichts das Herunterbringen des südlichen Rechtecksenkkastens beim Philadelphia-Widerlager über etwa 15 m Tiefe Schwierigkeiten machte, griff man zur Erhöhung des toten Gewichtes oder vielmehr zur Verminderung des Wasserauftriebes hier — und wegen der dabei erzielten guten Erfolge auch bei allen andern Senkkasten — zum Auspumpen des ins Innere gedruckenen Wassers. Trotzdem daraufhin das Einbringen der Senkkasten schon bei einer Absenkung des inneren Wasserspiegels um 4,50 m glatt vonstatten ging, setzte man angesichts der leichten Wasserhaltung das Pumpen bis zur vollkommenen Trockenlegung fort und gewann damit außer den sonstigen Vorteilen des Arbeitens in trockener Baugrube vor allem die leichte Möglichkeit eines steten Klarhaltens der mehrfach erwähnten eisernen Senkkastenskränze. Ki.

**Schneller Eisenbahnbau.** Eine Verlängerung der Seaboard Air-Eisenbahn in Florida um etwa 320 km nach Palm Beach ist in der kurzen Zeit von 10 Monaten nach Abschluß des Bauvertrages fertiggestellt worden; der Hauptteil der Arbeiten hat sogar nur sechs Monate in Anspruch genommen. Ermöglicht wurde diese kurze Bauzeit durch weitgehende Verwendung von mechanischen Hilfsmitteln und durch die Einstellung von Arbeitskräften in außerordentlich großer Zahl. Zeitweilig arbeiteten 6000 Mann an dem Bau. Es handelte sich dabei um die Herstellung von 383 km Gleis mit Schienen von 50 kg/m Gewicht. Hierzu wurden drei Gleislegemaschinen mit Dampfantrieb verwendet, mit deren Hilfe täglich über 2 km Gleis vorgestreckt wurden. In dem ebenen, sumpfigen Gelände, das die Eisenbahn durchschneidet, wurden für die Erdarbeiten Greiferbagger



in beträchtlichem Umfange eingesetzt; zum Herstellen der Gräben, die unter Wasserandrang ausgehoben werden mußten, dienten Grabenbagger; wo kein Wasser vorhanden war, wurden Löffelbagger benutzt, und die mit ihnen gewonnenen Massen wurden in Kippwagenzügen abgefahren, deren Kippvorrichtungen mit Druckluft angetrieben wurden. Die Strecke liegt im wesentlichen in der Geraden. Sie enthält zwei Drehbrücken und wird an einigen Stellen von hölzernen Gerüstbrücken getragen. In Palm Beach ist in der Nähe des Stadtmittelpunktes ein Personen- und Güterbahnhof erbaut worden. Eine Bekohlungsanlage für Lokomotiven mit einem Bunker von 200 t Inhalt war bereits 61 Tage nach Erteilung des Auftrages in Betrieb.

Wkk.

**Bemerkenswertes aus dem amerikanischen Brückenbau** zeigt die Beschreibung einer im Zuge der von Bronx-Parc bei New York nach Valhalla führenden Straße gebauten Brücke, die A.-G. Hayden in „Eng. News-Rec.“ vom 2. Juli 1925 in einem Aufsatz über das Zusammenwirken von Ingenieur und Architekt im neuzeitlichen Brückenbau bringt.

Es handelt sich um die Scarsdale-Brücke, die den an dieser Stelle seeartig verbreiterten Bronx-River nach Abb. 1 nicht nur sehr spitz, sondern auch in einer Kurve überquert und deren Fahrbahn als Kragplatte kreisrunder Betonpfeiler von rd. 4,25 m Durchm. ausgebildet (Abb. 2) und in fast quadratischen Feldern von rd. 12,80 m mittlerer Seitenlänge als Pilzdecke bewehrt ist. Die Gesamtlänge der Brücke erreicht einschließlich der Anfahrten annähernd 183 m, diejenige der eigentlichen Bogenbrücke rd. 102 m, bestehend nach Abb. 1 b aus sieben Öffnungen von etwa 8,55 m Lichtweite bzw. (Abb. 1 a) acht Pilzdeckenfeldern. Für die Ausbildung der letzteren gibt Abb. 3 einen Anhalt: Konstruktiv wäre eine der aus zahlreichen amerikanischen und deutschen Ausführungen bekannten üblichen Stützkopfausbildungen möglich und das Gegebene gewesen. Aus architektonischen Gründen wollte man daneben jedoch auf die aus den Abbildungen ersichtliche Anordnung der Quer- und Diagonalrippen nicht verzichten. Ki.

**Bücherschau.**

Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes. Von Dr. Friedrich Bleich. 2. Auflage. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 15 R.-M.

Das Buch hat eine nennenswerte Änderung der ersten Auflage gegenüber nicht erfahren. Es sei hier kurz angedeutet, daß der Viermomentensatz aus dem bekannten Verfahren hervorgeht, wonach man zur Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke starre Ecken durch Gelenke ersetzt, um dann die gegenseitigen Verdrehungen der Stabenden in den Gelenken Null zu setzen. Bleich verwandelt nun jedes Tragwerk in geschlossene Rahmen (wofür es nicht schon ein solcher ist), was durch Anbringung starrer Stäbe geschieht. Die Verdrehungen werden nach dem Mohrschen Verfahren berechnet, und Bleich hat nun für die Stetigkeitsbedingung in jedem Knoten eine allgemein gültige Formel, den Viermomentensatz aufgestellt, der auch flach gekrümmte Stäbe berücksichtigt und den man ebenso bequem anwenden kann wie etwa die Gleichung der Formänderungsarbeit, die aber im Gegensatz zum Bleichschen Verfahren sehr viel Ausrechnungsarbeit erfordert. Das Auftreten von Stabdrehwinkeln erfordert außer den Viermomentengleichungen für jeden geschlossenen Rahmenteil noch zwei Winkelgleichungen, so daß in der Regel mehr Unbekannte, als die Anzahl der statisch unbestimmbaren Größen beträgt, zu berechnen sind. Trotzdem ist die Berechnung sehr einfach und rasch zum Ziele führend. Den in der Einleitung als Hauptvorzug bezeichneten Umstand, daß die Auswahl der statisch nicht bestimmbar Größen erst nach Aufstellung der Elastizitätsbedingungen geschieht, darf man wohl nicht gerade dem Viermomentensatz als solchem anrechnen, sondern überhaupt dem Verfahren der Einführung von Gelenken an Stelle starrer Ecken. Unbekannt sind zunächst immer die Eckmomente, und diese lassen sich unter Umständen vorteilhaft durch andere Größen ausdrücken, wie etwa durch  $M = Hh$  im einfachen Zweigelenkrahmen.

Vorher wird schon im Vorwort gesagt, daß durch Einführung von Hilfsgrößen eine weitere Vereinfachung des Verfahrens bei hochgradig statisch unbestimmten Tragwerken erzielt wird. Diese besteht darin, daß immer je zwei im Viermomentensatz vorkommende Momente, die an beiden Enden eines Stabes wirken, in Verbindung mit Festwerten als Hilfsgröße aufgefaßt werden, die aber, wenn man

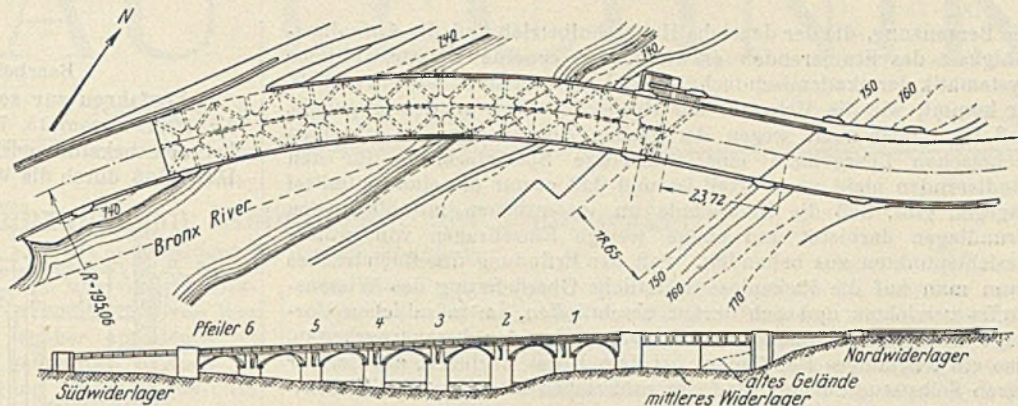


Abb. 1 a u. b.

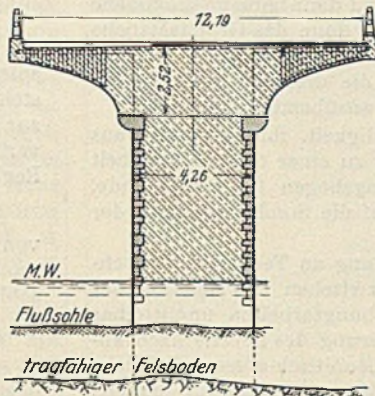


Abb. 2.

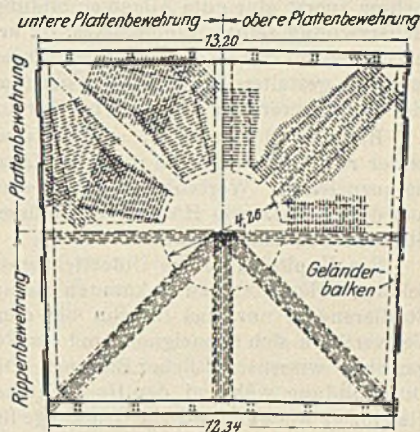


Abb. 3.

näher zusieht (S. 50), nichts anderes ist als der mit  $6 E J_c$  multiplizierte Verdrehungswinkel am Stabende infolge der Endmomente. Die Viermomentengleichungen verschwinden also wieder, um jenen Gleichungen Platz zu machen, von denen man ausgeht: Nullsetzung der gegenseitigen Verdrehungen an den Stabenden. So kann man in dem 13. Beispiel auf S. 109 unter Weglassung der Viermomentengleichungen a), b) und der Hilfsgrößendefinitionsgleichungen c) auf S. 110 unmittelbar die Gleichungen d) auf S. 111 anschreiben, wenn man die Bedeutung der Hilfsgrößen kennt. Diese Bemerkung soll jedoch keineswegs die Bedeutung des Viermomentensatzes einschränken, denn Bleich wollte ja eine allgemein brauchbare Gleichung geben, und von diesem Gesichtspunkte aus ist das Anschreiben der Viermomentengleichungen auch bei nachheriger Einführung der Hilfsgrößen gerechtfertigt. Das Wort „allgemein“ ist allerdings in seiner Bedeutung etwas einzuschränken, da der Viermomentensatz, wie wohl aus dem Gesagten klar hervorgeht, nur für Tragwerke mit starren Ecken oder durchgehenden Stäben verwendbar ist, wenn auch durchaus nicht alle Ecken starr zu sein brauchen. Hingegen können statisch unbestimmte Gelenkfachwerke nicht nach diesem Verfahren berechnet werden, was freilich keine Rolle spielt gegenüber dem außerordentlich reichhaltigen Gebiet, in dem der Viermomentensatz vorteilhaft anzuwenden ist. Das Bleichsche Buch enthält zahlreiche Beispiele auch hochgradig statisch unbestimmter Tragwerke, die nach seinem Verfahren sehr einfach zu berechnen sind, auch dann, wenn die Berechnung mit Hilfe der Einflußlinien stattfinden muß. Schließlich wird der Satz noch für Tragwerke erweitert, bei denen in den einzelnen Stäben das Trägheitsmoment veränderlich ist. Es ist dies ein sehr gutes Näherungsverfahren, für das bloß der Größt- und Kleinstwert des Trägheitsmomentes in den Stäben benötigt wird. Endlich folgt noch eine Erweiterung des Viermomentensatzes auf Tragwerke mit beliebig geformten Stäben bei veränderlichem Trägheitsmoment, wofür ein schönes Beispiel in einem zweifeldrigen Gewölbe mit Mittelpfeiler gegeben wird. — Druck und Ausstattung des Buches sind musterhaft.

Prof. Dr. Hartmann.

Pädagogik an Technischen Hochschulen. Von Prof. Dr.-Ing. Robert Weyrauch. Stuttgart 1925. Verlag von Konrad Wittwer. 70 S. Preis geb. 3,50 R.-M.

Der leider so früh verstorbene ordentl. Professor der Ingenieurwissenschaft an der Technischen Hochschule Stuttgart Dr.-Ing. Robert Weyrauch hat sich nach einer längeren Lehrtätigkeit durch das vorliegende Buch selbst Rechenschaft darüber abgelegt, wie die technisch-wissenschaftliche Lehre am zweckmäßigsten eingerichtet und durchgeführt werden kann. Unter gerechter Abwägung der Forderungen, die das Erwerbsleben an den jungen Ingenieur stellen muß, gegen



die Begrenzung, die der deutsche Hochschulbetrieb und die Aufnahme-fähigkeit des Studierenden erzwingt, hat er eine wissenschaftliche Systematik der akademisch-technischen Unterrichtsmethode entwickelt. Er kommt, wie die Mehrzahl der Hochschullehrer, zu dem Ergebnis, daß trotz oder auch wegen der großen Ausdehnung der einzelnen technischen Lehrgebiete eine frühzeitige Spezialisierung für den Studierenden nicht von Vorteil ist und daß es nur das eine Heilmittel dagegen gibt, daß die Hochschule im wesentlichen nur allgemeine Grundlagen darbietet und einige wenige Einzelfragen von großen Gesichtspunkten aus behandelt. Seit der Erfindung des Buchdruckes kann man auf die lückenlose mündliche Überlieferung des Wissensstoffes verzichten und sich darauf beschränken, im mündlichen Vortrage nur das Grundsätzliche, Bezeichnende klar herauszuarbeiten, also ein tragfähiges Fundament bei dem Hörer zu legen, auf dem er durch Selbststudium an Hand der zahlreichen Literatur alle Wissenszweige aufbauen kann.

Unter diesem Gesichtswinkel verlangt er vom akademischen Lehrer zuerst eine gute Allgemeinbildung und dann eine vollkommene Beherrschung seines Stoffgebietes, da er nur dann das Grundsätzliche hervorheben, das Nebensächliche unterdrücken und einen Vortrag lebendig gestalten kann. Er verweist auf die dreifache Aufgabe des Hochschullehrers als Lehrer, Forscher und ausübender Ingenieur.

Bei dem Hörer betont er die Notwendigkeit, ihn frühzeitig aus seiner rein aufnehmenden passiven Haltung zu einer tätigen Mitarbeit heranzuziehen. Wertvoll ist sein Berufsfragebogen für Studierende, aus dem Lehrer wie Hörer Rückschlüsse auf die Sonderbegabung der Studierenden ziehen können.

Ein Kapitel über die Unterrichtsgestaltung an Technischen Hochschulen beleuchtet den bekannten Kampf zwischen der Neigung des Studierenden, nur das für ihn bei den Übungsarbeiten unmittelbar Verwertbare sich anzueignen, und der Forderung des Lebens nach allgemeiner wissenschaftlicher Bildung. Die theoretisch-wissenschaftliche Durchbildung während der Hochschulzeit ist und bleibt für manche die einzige wissenschaftliche Grundlage für das ganze Berufsleben, deren Lücken darum auch in späten Jahren sich oft bemerkbar machen.

Die Anforderungen, die Weyrauch an die Form des freien Vortrages stellt, sind groß. Es ist selbstverständlich, daß er eine ununterbrochene Arbeit des Professors an seinem Kollegmanuskript verlangt, ohne auf die Wirkung der freien Rede zu verzichten. Besonders beachtenswert scheint mir seine Mahnung zu sein, bei dem Studierenden möglichst wenig vorauszusetzen, und sich immer wieder selbst im Geiste auf die Kollegbank zu setzen. Um Zeit für die Behandlung grundsätzlicher Fragen zu gewinnen, schlägt er reichliche Verwendung von Vervielfältigungen vor, die den Vortrag entlasten und dem Studierenden unentbehrliches und brauchbares Zahlenmaterial an die Hand geben. Er betont daneben den erzieherischen Wert, den das langsame Entstehen einer vorbildlichen konstruktiven Zeichnung an der Tafel für den Studierenden hat. Den heute mancherorts verwirklichten Gedanken der Gruppen-, Sammel- und Gastvorlesung spinnt er weiter aus. Beim Übungsunterricht tritt er für dessen frühen Beginn ein und befürwortet das Fortschreiten von der kleinen einfachen Aufgabe, deren Lösung vom Lehrer oder Assistenten selbst am Reißbrett im Übungsraum durchgeführt wird, zu einer oder mehreren größeren Aufgaben, die von Studierenden eigene wissenschaftliche Vorarbeit verlangt. In vielen Fällen ist es sicher möglich, diese Voraufgaben im Rahmen einer ganzen, großen Übungsaufgabe zu stellen. An der Hauptforderung, einen Entwurf zum mindesten in einem Teil auch im einzelnen gründlich durchzubilden, hält er streng fest, da nur so mit Erfolg gegen den natürlichen Hang des Studierenden zu „großzügiger“, flüchtiger und oberflächlicher Arbeit angegangen werden kann.

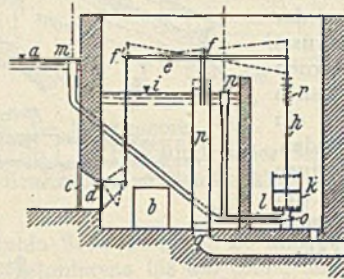
In seinen „Regeln für die Anfertigung der Entwürfe bei der Wasserbauprofessur der Techn. Hochschule Stuttgart“ gibt er wertvolle Fingerzeige für die praktische Durchführung seiner Vorschläge. Das ganze Buch kann als ein Beitrag zur Betriebswissenschaft gelten, da er immer wieder solche straff gefaßte Regeln, Fragebogen, Übersichten, Stichwortverzeichnisse usw. gibt.

Im Interesse des Berufslebens und vor allem im Interesse des jungen Studenten wäre es zu wünschen, wenn das Buch jedem neu eintretenden Studierenden an einer Technischen Hochschule zu billigen Preisen bei seiner Immatrikulation ausgehändigt werden könnte. Es würde der Lehrerfolg sicherlich erheblich gefördert, die Freude, das Verständnis der Studierenden geweckt, die akademische Freiheit für manchen weniger gefährlich werden, als sie es heute ist. Aber auch der Hochschullehrer und jeder fertige Ingenieur wird mit Genuß und Gewinn das frisch geschriebene kleine Büchlein in die Hand nehmen. Der Mensch Weyrauch hat sich damit selbst ein ehrenvolles Denkmal gesetzt, denn aus jedem Satze spricht tiefes Pflichtgefühl und warme Liebe zur akademischen Jugend — ein scharfer Verstand und ein gutes Herz, für welches beide niemand ein schärferes Empfinden hat als der junge Student im Hörsaal. Gaber.

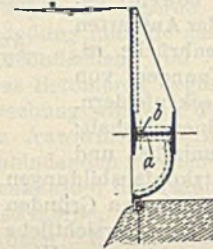
## Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

**Verfahren zur selbsttätigen Einstellung von Wehren** (Kl. 84a, Nr. 404 398 vom 15. 7. 1923 von Huber & Lutz in Zürich). Um bei den bekannten Einstellvorrichtungen von Wehren den ständigen Durchfluß durch die Wehrkammer zu vermeiden, der bei der Zwischenstellung des Wehrkörpers eintritt, wird durch einen Regler nur so viel Wasser der Wehrkammer zugeführt, als zum Ersatz der Wasser- verluste des Wehrkörpers erforderlich ist. Steht der Wasserspiegel in der Wehrkammer auf einem durch die jeweilige Stellung des Wehrkörpers bedingten Stand, so wird die Verbindung zwischen dem Oberwasser und der Wehrkammer selbsttätig geschlossen und erst wieder geöffnet, wenn der Wasser- spiegel in der Wehrkammer zu tief sinkt. Ebenso wird beim An- steigen des Oberwasserspiegels über das gewollte Maß der Zulauf zur Reglerkammer geschlossen und erst, wenn der natürliche Wasser- verlust des Staukörpers nicht genügt, noch der Auslauf aus der Reglerkammer geöffnet.



**Selbstregelndes Klappenwehr** (Kl. 84a, Nr. 411 634 vom 7. 10. 1922 von Fritz Obermann und Hans Gorges in Trier). Der Dreh- punkt *b* des Wehres befindet sich im Angriffspunkt des bei ge- schlossener Klappe und vollem Aufstau eintretenden Wasserdruckes. Das Wehr ist also im Gleichgewicht, wenn der Wasserspiegel mit der Wehroberkante gleich- steht. Liegt der Wasserspiegel tiefer als die Wehroberkante, so greift die Resultante des Wasserdruckes unter dem Drehpunkt an und preßt das Wehr gegen die untere Dichtung, wodurch es geschlossen bleibt. Die Stauwand ist unter dem Drehpunkt zurückgesetzt, um einen Hohlraum *a* zur Aufnahme eines Ge- wichtes aus Eisen, Beton oder auch aus Wasser zu bilden, das die Klappe aus der geneigten Lage in die Lotrechte zurückdrückt. Liegt der Wasserspiegel über der Wehroberkante, so neigt sich die Klappe unter dem Wasserdruck nach hinten über, und die Stauwand gibt einen Spalt frei, durch den das Wasser mit erhöhter Geschwindigkeit über die Wehrschwelle abfließt.



Lage in die Lotrechte zurückdrückt. Liegt der Wasserspiegel über der Wehroberkante, so neigt sich die Klappe unter dem Wasserdruck nach hinten über, und die Stauwand gibt einen Spalt frei, durch den das Wasser mit erhöhter Geschwindigkeit über die Wehrschwelle abfließt.

## Personalnachrichten.

**Deutsches Reich.** Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt sind: zum Präsidenten der R. B. D. Elberfeld: der Reichsbahndirektor, Geheime Oberbaurat Loewel, Mitglied der Hauptverwaltung in Berlin; zum Reichsbahndirektor und Mitglied des Hauptprüfungsamts der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft: der Reichsbahnoberrat Gehr in Berlin; zu Reichsbahnoberamtännern bei der Hauptverwaltung: die Ministerialamtänner beim Rechnungshof des Deutschen Reichs Wörlein und Meisel, die Reichsbahnamtänner Clemens Krause, Beck und Schöning, die technischen Eisenbahnoberinspektoren Rübener, Pfeiffer, Kretzer und Schumann, die Eisenbahnoberinspektoren Oheim, Büttner und Krenkel sowie der technische Eisenbahninspektor Höhler, sämtlich in Berlin.

Versetzt: der Reichsbahnrat Dr. jur. Gland, bisher Vorstand des Eisenbahnverkehrsamts in Bremen und Mitglied der R. B. D. Hannover, als Mitglied zur R. B. D. Breslau, der Reichsbahnrat Eifflaender, bisher Mitglied der R. B. D. Cassel, in gleicher Eigen- schaft zur R. B. D. Trier und der Reichsbahnamtannmann Mauelshagen, bisher beim Bahnbetriebswerk Karthaus, zum Bahnbetriebswerk Cochem.

Gestorben: der Reichsbahnoberrat, Geh. Regierungsrat Rosen- baum, Mitglied der R. B. D. Breslau.

**INHALT:** Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim. — Umbau der Überführung bei km 69,97 der badischen Hauptbahn zwischen Durlach und Karlsruhe. — Über Einrammen von I-Trägern. — Rahmen- binder für ein Postschekamtgebäude. — Vergleich der behördlichen Bau- vorschritten für Eisenbahnbrücken aus Flußstahl. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen Internationales Organ für Betonbau. — Grundsätze für die bau- liche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken. — Druckluft- und Senkkasten- gründung beim Bau der Delaware-Brücke zwischen Philadelphia und Camden. — Schneller Eisenbahnbau. — Bemerkenswertes aus dem amerikanischen Brückenbau. — Bücherschau. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.  
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.  
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.