

DIE GESTALTUNG DER SYDNEY-BRÜCKE.

Vortrag, gehalten in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen am 21. Mai 1924¹⁾.

Von Dr.-Ing. Georg Müller, Berlin-Lankwitz.

Übersicht 1. Brücke als sichtbarste und verständlichste Verkörperung des Bauingenieurgedankens. 2. Riesenbrücken eine Klasse für sich. Maßstab. 3. Bisherige Formgebungsgrundsätze. — Auslegerriesenbrücken. — Leichtformbau (Hängebrücken besonders in Amerika). 4. Bisherige Ausführungen: Firth of Forth-, Quebec-, Blackwell-Island-Brücke. 5. Die besonderen Bedingungen in Sydney. 6. Die Entwicklung des Sydney-Brückenentwurfes. a) Die 3 internationalen Wettbewerbe 1901—03. b) Die beiden Ausschreibungsentwürfe der Regierung 1922/23. c) Die 20 Angebotsentwürfe 1924. d) Ergebnis der Ausschreibung und Kritik. 7. Rahmenvorschlag Dr. Georg Müller 1922. Beschreibung, Begründung, Vergleich.

Allgemeinere Bedeutung des Vorschlages:

Reineisenbau, Vorsprung vor reinen Hängebrücken, Einführung des Rahmens in den Großbrückenbau, Einführung langsamwirkender Gelenke. 8. Bisherige Entwicklung des gekröpften (und gestuften) Parallelträgers. 9. Mathematische Statik und allgemeiner Brückenentwurf. 10. Allgemeiner Brückenentwurf und Ingenieurästhetik. 11. Behandlung von Gestaltungsaufgaben in Theorie und Praxis, an Hochschulen und in der Industrie. 12. Die Brücke als Bauwerk und die Beziehung ihrer Kunstform zu den Schwesterkünsten und zu den allgemein künstlerischen Tendenzen unserer Zeit. 13. Schlußbetrachtung. Hoffnung auf moralischen und ideellen Erfolg.

1. Die Brücke als sichtbarste und verständlichste Verkörperung des Bauingenieurgedankens.

Wir Bauingenieure arbeiten auf einigen Gebieten „anonym“ in dem Sinne, daß unsere Ideen nach ihrer Wirklichkeit in unseren Bauwerken im Wasser oder im Grund und Boden dem Auge des Laien wie dem des Fachmannes verborgen bleiben.

Die Lösung und Leistung z. B. einer schwierigen Gründung, von Wasserversorgungs- und Entwässerungsanlagen, ein Tunnel durch gefährliches, druckreiches Gebirge, wird am Objekt selbst nach seiner Fertigstellung kaum mehr gewürdigt, wenigstens nicht so, wie es die technische Leistung verdiente.

Bei solchen Bauwerken scheiden ästhetische Gesichtspunkte aus.

Anders ist es mit Ingenieur-Hochbauten, Industriebauten, auch Talsperren, die raumumschließend, und vor allen Dingen Brückenbauten, die raumdurchquerend.

Gerade bei den letzteren kommt im fertigen Bauwerk der Gedanke der Überwindung eines Hindernisses klar zum Ausdruck und auch dem Laien zum Bewußtsein, und zwar im allgemeinen um so mehr, je bedeutender die Spannweite und je glücklicher der Formenausdruck.

Von diesem Gesichtspunkt der allgemeinen Geltung und Würdigung aus darf man die Gestaltung bedeutender Brücken als eine der dankbarsten Bauingenieuraufgaben bezeichnen. Leider mangelt es zurzeit in Deutschland an derartigen Aufgaben. Wer sich in der Gestaltung großer Brücken versuchen will — sei es auch nur rein ideell —, muß schon über die Grenzen Deutschlands hinaus nach fremden Ländern oder Erdteilen blicken.

2. Riesenbrücken eine Klasse für sich.

Wie überall erregt auch hier die Spitzenleistung, die Planung der größten Brücken das allgemeine Interesse der Öffentlichkeit und der Fachwelt. Und mit Recht; denn man kann sagen, daß wohl um jede, oder sagen wir gleich „Riesen-

¹⁾ Ergänzt durch einen Auszug aus dem amtlichen Report on Tenders der australischen Regierung.

brücke“ vom ersten Entstehungsgedanken bis zu ihrer Verwirklichung mindestens ein Menschenalter lang gerungen worden ist.

Ein typisches Bild für die Wandlungen, die die Gestalt einer solchen erfahren hat, bietet die Geschichte der Sydney-Brücke. Ihre Entwicklung hat nach dreißig Jahre langen Vorarbeiten jetzt durch den Zuschlag an eine englische Brückenbauanstalt einen vorläufigen Abschluß erreicht. Die Brücke steht zwar noch nicht, aber obige Tatsache ist vielleicht Anlaß genug, auf das bisher Geleistete zurückzublicken.

Riesenbrücken sind eine Klasse für sich. Als Baustoff herrscht hier unumschränkt der Stahl. Man kann Spannweiten von oberhalb 300 bis 400 m schon zu Riesenbrücken rechnen. Es kommt aber für die Bedeutung einer Brücke selbstverständlich nicht nur auf die Spannweite, sondern auch auf die Breite und die zu tragenden Lasten an.

Die theoretisch erreichbare Grenze für Riesenbrücken wird bekanntlich aus der Bedingung errechnet, daß eine Brücke gerade noch sich selbst tragen kann, d. h. das Eigengewicht spielt bei Riesenbrücken eine überragende Rolle.

Die Formgebung von Riesenbrücken ist im Grunde auch eine Frage des Leichtbaues oder besser des Leichtformbaues, da hochwertige Leichtmetalle zurzeit noch ausscheiden.

3. Bisherige Formgebungsgrundsätze bei Riesenbrücken.

Es ergibt sich als erste Forderung (wenn wir von Hängebrücken zunächst einmal ganz absehen) eine möglichst günstige Eigengewichtsverteilung. Man kommt zu ganz weiten Auslegern, bei denen sich die Massen wegen gleichzeitiger Aufnahme von Momenten und Querkraften über den Stützpunkten häufen. Man kann diese Forderung, elementar ausgedrückt, auch so formulieren, daß jede Tonne Eisen irgendwo im Träger jede andere möglichst wenig belastet.

Zu dieser Bedingung der vorteilhaften Gewichtsverteilung durch kürzeste Gewichts-Ableitungswege tritt dann noch die Forderung der möglichst einfachen Montage oder überhaupt die Möglichkeit der Montage. Für diese kommt fast ausschließlich der freie Vorbau Stab für Stab, und zwar als Grenzfall bis zu einem Mittengelenk in Frage. Für gewöhnlich wird aber ein Schwebeträger eingeschwommen und hochgezogen.

4. Ausgeführte Auslegerbrücken.

Die bisherigen Ausführungen der Firth of Forth-, der Quebec-Brücke (Abb. 1) und der Blackwell-Island-Brücke sind typische Beispiele für die obigen Formgebungsgrundsätze.

In Amerika hat man zwar den Hängebrückenbau ganz besonders entwickelt, aber auch dort entspinnt sich bei jeder Riesenbrücke ein Kampf, ob Hängebrücke oder Auslegerbrücke vorzuziehen sei. Die New Yorker Blackwell-Island-Brücke ist dort die einzige Auslegerbrücke.

Es ist also das Prinzip des Balanziers, des Wagebalkens, der mit langem Ankerarm landeinwärts greift, das den Ausleger-Riesenbrückenbau beherrscht, also für die Hauptöffnung wie bei Hängebrücken eines gewissen Mindestanlaufes bedarf.

5. Die besonderen Bedingungen in Sydney.

Die Anwendung obiger allgemeinen Formgebungsgrundsätze für jeden einzelnen Fall ist natürlich stark abhängig von den besonderen Bedingungen der betreffenden Baustelle.

Einschnürung der Hafeneinfahrt mit den vorspringenden Nasen Dawes Point und Milsons Point gegeben.

b) Wasserverhältnisse.

Die See zeigt in der Bucht von Sydney nur einen ganz

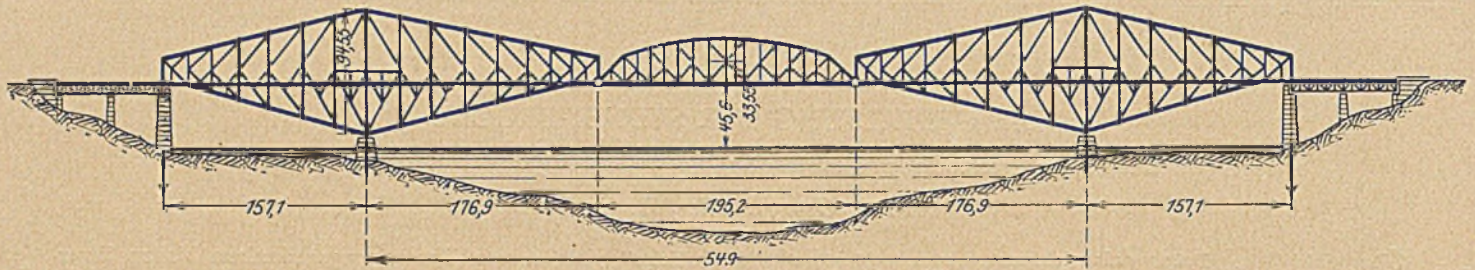


Abb. 1.

Das Hineinsetzen einer Riesenbrücke in eine Gegend bedeutet auf jeden Fall, wie man auch die Brücke gestaltet, einen einschneidenden Eingriff in das Landschaft- und Stadtbild. Vieles muß zerstört werden, um dem zukünftigen Verkehr den Weg zu bahnen. Ehe wir auf die einzelnen Entwürfe für die Sydney-Brücke im Laufe der letzten 25 Jahre zu sprechen kommen, wollen wir uns ganz kurz die Verhältnisse in Sydney vor Augen führen, soweit sie die Formgebung beeinflussen.



Abb. 2.

Die Bedingungen für die Sydney-Brücke sind selbstverständlich nicht 25 Jahre lang die gleichen geblieben. Auch sie haben sich durch die fortschreitende Bebauung und den zunehmenden Verkehr im Laufe der Zeiten geändert.

Die sehr ausführlichen Ausschreibungsbedingungen sind von der Regierung in Sydney in zwei starken Bänden bekanntgegeben worden.

a) Oberflächen-gestaltung und Bebauung. (Abbildung 2.)

Fährt man jetzt nach Sydney hinein, so sieht man zur Linken im Süden das Häusermeer der Altstadt, die Kirchen, die Geschäftsviertel und vor allen Dingen die Docks.

Das Stadtbild zur Rechten, die Nordstadt, hat den Beschreibungen und Bildern nach mehr Wohn- und Villencharakter und ist noch weniger besiedelt und aufgeschlossen.

Das Gelände steigt auf beiden Seiten sanft an, mit Hügeln im Hintergrunde.

Die jetzige Brückenbaustelle (Abb. 3) ist durch eine

geringen Wasserstandswechsel von Ebbe und Flut. Selbst die höchste Springflut steigt nur 1 1/2 m über gewöhnliche Flut. Die Strömung ist nicht erheblich.

c) Untergrundverhältnisse.

Die zahlreichen Bohrungen zeigen, daß am Ufer, in der Nähe der Hauptstützpunkte, in ganz geringer Tiefe unter dem Geländefester, gut gelagerter Sandstein ansteht. In der bis zu 60 m tiefen Schifffahrtsrinne ist der Felsen mit einer i. M. 20 m starken Ton- und Schlackschicht überdeckt. Auf beiden Ufern

und weit ins Land hinein tritt aber dieser Felsen bis dicht an die Oberfläche.

d) Schifffahrt.

Für die sehr rege Schifffahrt wird im Gegensatz zur Quebec-Brücke ein sehr „völliger“ Lichtraum von 52 m Lichthöhe auf eine mittlere Breite von 200 m verlangt. An den Ufern ist eine Abschragung des Profils gestattet, was für die spätere Formgebung von Bedeutung ist.

e) Landverkehr.

Der Straßenverkehr der Eisenbahn führt in der gleichen Steigung von 1:40 auf die Brücke hinauf. Die Eisenbahn hat zurzeit, um von der einen Seite auf die andere zu gelangen, einen weiten Bogen von vielen Kilometern um die ganze Hafeneinfahrt zu machen.

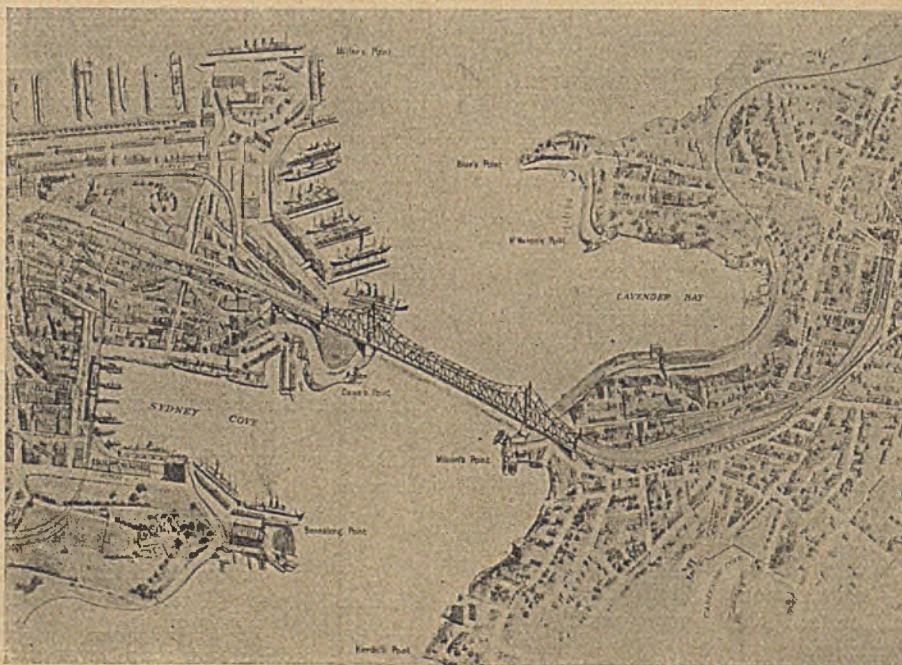


Abb. 3.

Die Brücke ist für elektrische Vollschnellbahnen auf 2 Drehgestellen und für schweren Autoomnibusverkehr zu entwerfen.

Die vorgeschriebene Fahrbahneinteilung ist symmetrisch. Der Hauptträgerabstand beträgt 30 m. In der Mitte befindet

sich eine 17 m breite Straße für Straßenfuhrverkehr jeder Art. Die 4 Hauptbahngleise liegen unmittelbar an den Hauptträgern, und zwar je eins innerhalb und außerhalb eines jeden Hauptträgers. Die Fußgängerwege sind ganz außen. Beide Hauptträger werden also vollkommen gleich.

i) Besondere Ausschreibungsbedingungen.

Die australische Regierung stellte bei vorgeschriebenen Festigkeiten und Dehnungen die Wahl des Baustoffes ganz in das Ermessen des Anbieters. Sie stellte es ihm vollkommen

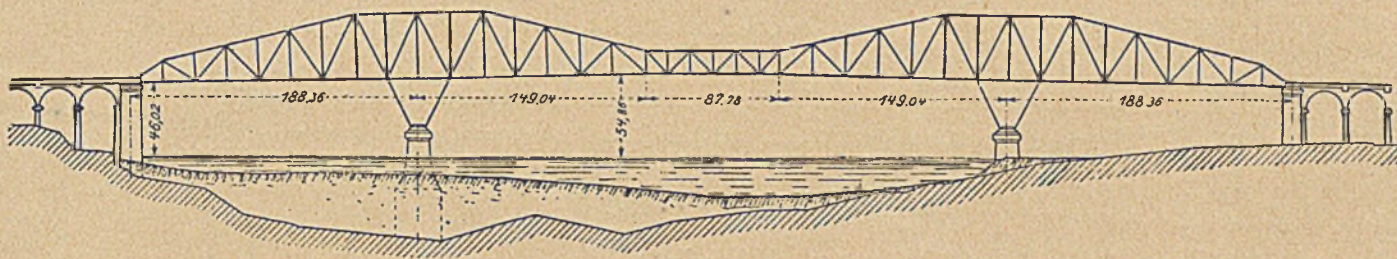


Abb. 4.

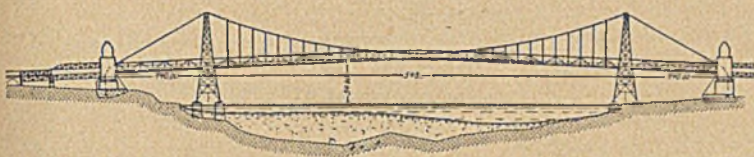


Abb. 5.

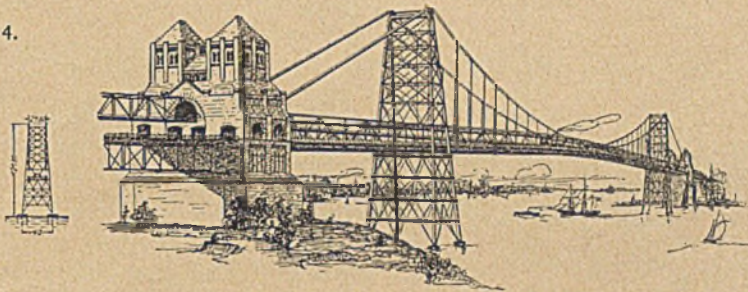


Abb. 6.

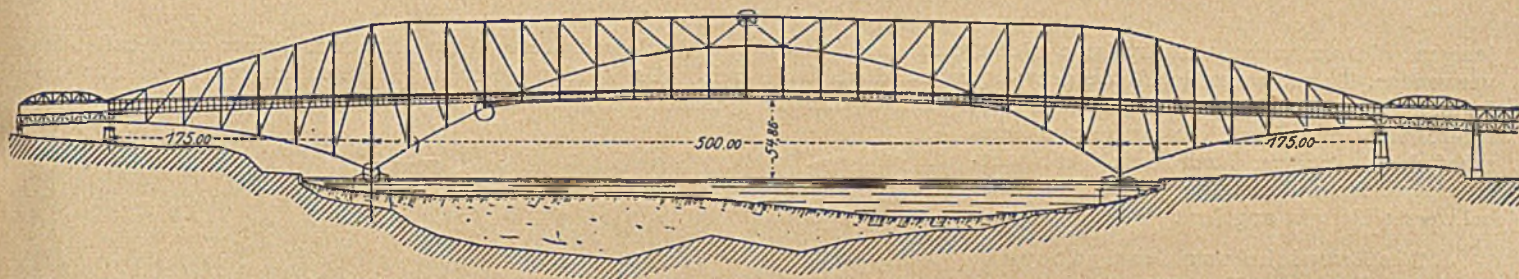


Abb. 7.

f) Betriebsbedingungen.

Der durchgehende Schnellverkehr legt natürlich hinsichtlich der Anordnung von Gelenken und hinsichtlich der Einschaltung von Brechpunkten in die Fahrbahn gewisse Beschränkungen auf. Der Träger soll möglichst steif sein. (Hängebrücken sind ausgeschlossen.)



Abb. 8.

g) Montagebedingungen.

Auch die Montage war den Bewerbern freigestellt, nur daß die Schiffsöffnungen während des Aufbaues der Mittelöffnungen freizuhalten wären.

In der Materialfrage und Kalkulation spielten übrigens die Frachtkosten eine bedeutende Rolle.



Abb. 9.

h) Schönheitliche Anforderungen.

Die Hafeneinfahrt in Sydney bedeutet gewissermaßen den Eingang zu einem neuen Erdteil. Die Sydney-Brücke ist nicht nur das bedeutendste Bauwerk, das Australien besitzen wird, sondern wohl überhaupt die größte Brücke, die England für lange Zeit zu vergeben hat. Daraus folgt schon, daß sie rein schönheitlich bestimmten Anforderungen genügen muß.

Nun ist dieser Anspruch äußerst unbestimmt.

Einige deuten ihn so, etwas besonders betont, Schönes in die Gegend zu setzen, das alles andere beherrscht und erdrückt. Andere begnügen sich damit zu vermeiden, daß eine häßliche unproportionierte oder nur banale Eisenkonstruktion das Hafensbild verschandelt.



Abb. 10.

frei, ob und wo Kohlenstoff- oder Siliciumstahl, Nickel-, Chromnickel- oder Chromnickel-Molybdän-Stahl verwandt wurde.

Die Bedingungen sind äußerst hart für den Anbieter und bürden ihm die ganze Verantwortung auf. Eine Kautions von 50000 Pfund als Bankgarantie war bei Angebotsabgabe zu hinterlegen. Für uns Deutsche waren die Bedingungen derart, daß sich eine Beteiligung fast von selbst verbot, wenn nicht besonders günstige Vorschläge eingereicht werden konnten.

Am Schluß des Anschreibens stand, daß der Vorzug bei der Auswahl der Angebote englischen Firmen oder solchen der früheren Verbündeten gegeben werde. Innerhalb dieser englisch-amerikanischen Bewerbergruppe wiederum den-

b) Ein Jahr darauf wurde ein engerer internationaler Wettbewerb ausgeschrieben. Es gingen wiederum 17 Entwürfe ein; darunter diesmal 6 deutsche, 5 amerikanische, 1 englischer, 1 französischer.

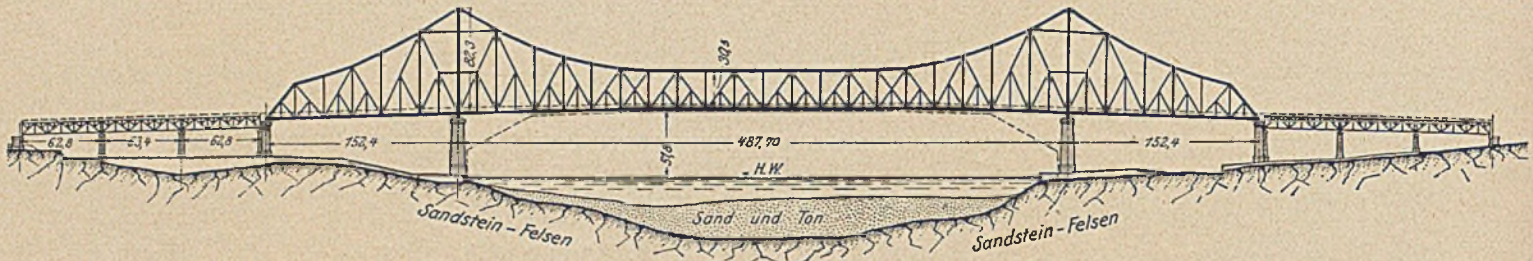


Abb. 11.

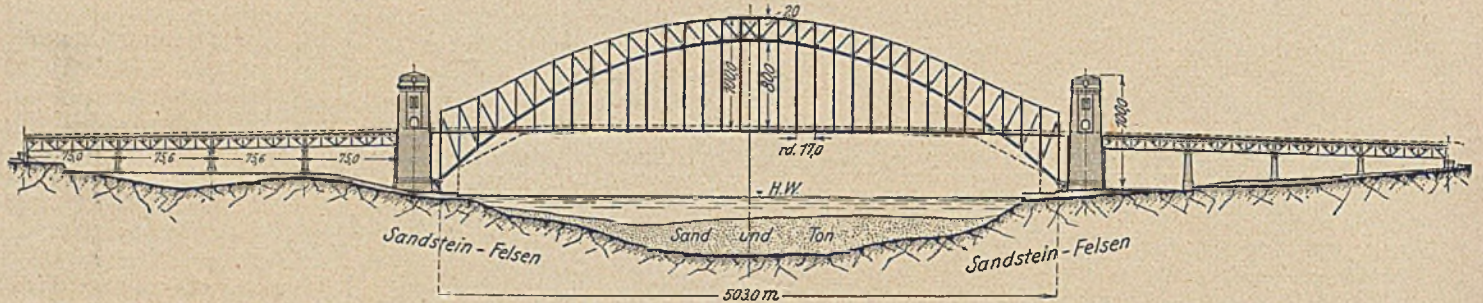


Abb. 12.

jenigen, die am meisten australische Werkstoffe und Arbeit verwenden. Damit waren dem Unternehmergeist der deutschen Industrie, wenn er sich sonst technisch der Aufgabe gewachsen fühlte, nicht nur durch die heimische Wirtschaftslage, sondern auch durch die wirtschaftspolitische Einstellung der Australier schwerste Fesseln angelegt.

Auch von diesen Entwürfen war keiner zur Ausführung reif. Es wurden deshalb 3 Firmen aufgefordert, ihre eingereichten Entwürfe zu überprüfen.

6. Die Entwicklung des Sydney-Brücken-Entwurfes.

Wir haben folgende Stadien zu unterscheiden.

I. Die Wettbewerbe.

a) Erster allgemeiner internationaler Wettbewerb Anfang 1900. Die Brückenlinie lag zwischen Dawes Point und Mac Mahons Point.

Die Stützweite betrug 396 m.

Ergebnis: 24 Entwürfe:

- 10 Auslegerbrücken,
- 4 Bogenbrücken,
- 4 Hängebrücken;

darunter waren:

- 4 deutsche Entwürfe,
- 6 englische und australische,
- 4 amerikanische.

Den ersten Preis erhielt eine Auslegerbrücke von G. E. Cruttwell, Westminster, London (Abb. 4). Mittelöffnung 396 m und Seitenöffnung 188 m, künstliche Verankerung. Das Verhältnis der Öffnungen mit 1:2:1 war gut, die Form statisch klar.

2. Preis erhielt die MAN (Abb. 5 und Abb. 6) in Verbindung mit Norman Selve für eine Hängebrücke mit Versteifungsträger, über 548 m mit einer Seitenöffnung von 140 m und mit künstlicher Verankerung.

3. Preis erhielt die MAN auf einen Fünf-Gelenkbogen (Abb. 7) über 500 m mit einer Seitenöffnung von 175 m. Diese Form wirkt mammutähnlich. — Sie zeigt lange Diagonalen, spitze Anschlüsse und eine langweilige Ausfachung.

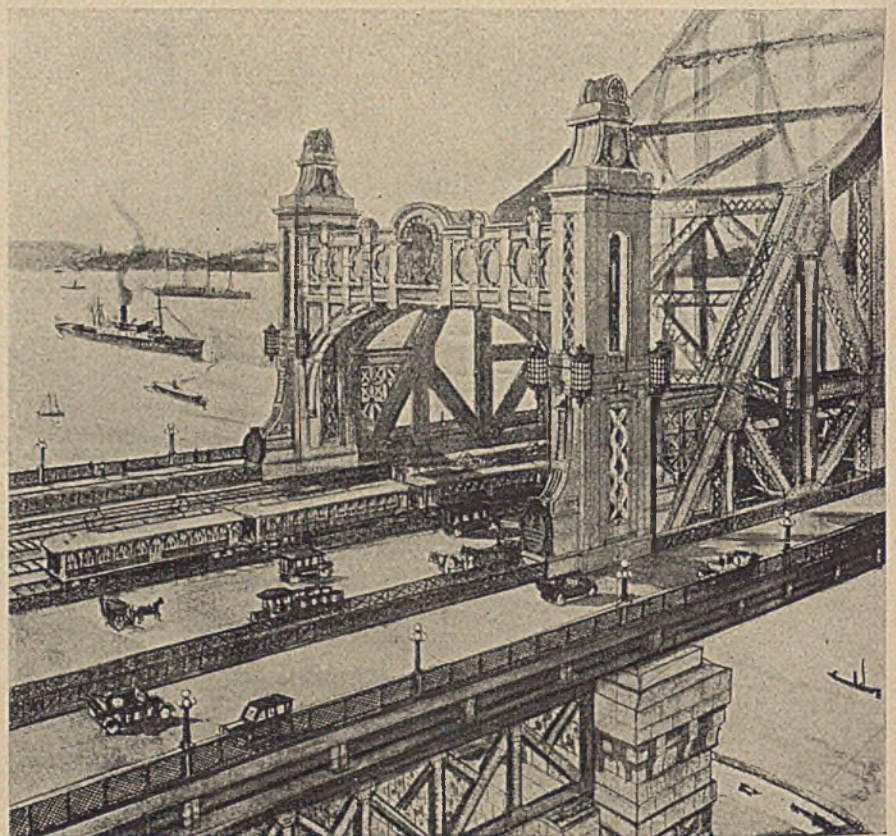


Abb. 13.

c) Es fand ein dritter engerer Wettbewerb zwischen diesen Firmen statt, wobei die englische Firma J. Stewart u. Co. und die MAN mit einer Auslegerbrücke in Hängebrückenform (Abb. 8) den ersten Preis erhielten. Die Haupt-

träger sind unter 1:8 geneigt, der Schwebeträger von 146 m zeigt in der Mitte geringste Höhe, um ihn in die schöne Kurve zu zwingen. Stützung erfolgt auf Türmen.

Der Hauptträger zeigt einfache Unterteilung.

Den zweiten Preis erhielt die bekannte englische Brückenbau-Anstalt von Sir Wm. Arrol u. Co. und Head Wrightson u. Co. für eine Auslegerbrücke mit recht weiter Ausladung, kurzem Schwebeträger als Halbparabelträger und künstlicher Verankerung (Abb. 9). Es zeigt sich hier so recht deutlich das Maßverhältnis der Öffnungen (1:4:1).

Den dritten Preis erhielt die E. u. C. Bridge Co. (Londoner Vertretung der Pennsylvania Steel Co. in Steelton Pa. U.S.A.) auf eine Hängebrücke mit Mittelgelenk zur Ausschaltung von Wärmespannungen (Abb. 10). Das Gelenk wird gezeigt durch Anordnung zweier Halbparabelträger. Das Rückhalte-kabel ist unbelastet, greift weit nach hinten und ist im natürlichen Felsboden verankert.

Im Jahre 1914, vor Kriegsausbruch, verhandelte die australische Regierung mit deutschen Firmen wegen Durch-arbeitung einer Hängebrücke für Sydney.

Die Verfolgung des Projektes hat dann einige Jahre geruht, weil die fortschreitende Bebauung und die Veränderung des Stadtbildes eine Verschiebung der Baustelle und eine Veränderung der Zufahrt nötig machte.

Inzwischen arbeitete das Arbeitsministerium der australischen Regierung selbst einen Ausschreibungsvorschlag „unter Benutzung der Wettbewerbsunterlagen“ aus (Abb. 11 und 13).

II. Die Ausschreibungsvorschläge.

1. Regierungsvorschlag.

Diese Auslegerbrücke hat die Umriss einer Hängebrücke, aber einen Parallelträger als Schwebeträger. Das rechteckige Profil am Ufer und auf dem Lande ist vollkommen frei gehalten, das Tragwerk befindet sich durchweg über der Fahrbahn. Der Träger muß über den Pfeilern sehr hoch (82 m \cong 4 Berliner Haus) hinaufgezogen werden.

Der Chefingenieur der australischen Regierung, Mr. Brad-

field, bereiste nach der Bekanntgabe dieser Ausschreibung Amerika und Europa, um mit den bedeutendsten Brückenbau-anstalten persönlich Fühlung zu nehmen, Aufklärungen zu geben und die Meinung von Fachleuten über seinen Bau-vorschlag zu hören. Verfasser selbst hatte Gelegenheit, ihn vor zwei Jahren in Berlin zu sprechen.

Vielleicht auf Grund aller Erkundigungen entschloß sich die australische Regierung im Januar 1923, neue Ausschreibungs-unterlagen herauszugeben. Darin wurde ein zweiter Vorschlag in Gestalt eines Zweigelenk-Bogens (Abb. 12) gebracht. Auf diesen erhielt die englische Brückenbauanstalt Dorman Long u. Co. zu Anfang d. J. den Zuschlag. Es handelt sich um Lieferung von über 50000 Tonnen Stahl bei einer Angebotssumme von 4,217 Millionen Pfund Sterling.

Nur 2 englische, 1 kanadische, 1 amerikanische und 2 australische Firmen hatten sich um die Ausführung beworben. Von Dorman Long & Co. selbst waren 7 verschiedene Angebote auf 7 verschiedene Ausführungen eingegangen.

III. Die Angebote.

Nachstehende Zusammenstel-lung gibt im Verein mit den Skizzen einen Überblick über das Ergebnis der Ausschreibung.

Sechs verschiedene Firmen haben zwanzig verschiedene An-gebote unterbreitet. Hängebrücken waren wegen man-gelnder Steifigkeit grundsätzlich ausgeschlossen. Nachstehende Tabelle²⁾ gibt eine Übersicht über die Brückengattun-gen, die Angebotsummen, das Eisengewicht, und zwar den Teil, der davon in New South Wales erzeugt, und den Teil, der eingeführt wird, und von wo her.

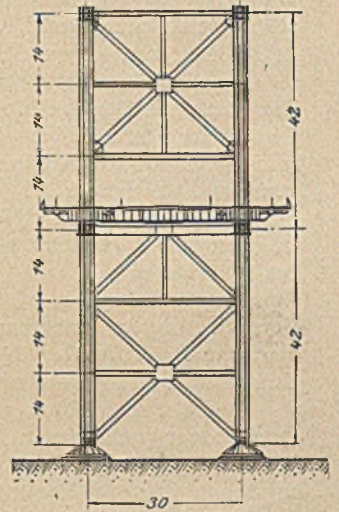


Abb. 14.

Zusammenstellung der Angebote.

Abbildungen Nr.	Firma	Art der Brücke und Angebotssumme in Mill. £					Herstellung der Konstruktion			
		Bogen	Auslegerbogen	Ausleger	Hängebrücke	Auslegerlänge	Ges. Gew. 1000 t	In N. S. W. t	Einzuführen	
									Gewicht	Land
	Mr. Bradfield's Anschlag	4,339	—	—	—	46,6	Alles	—	—	
	"	—	—	4,705	—	61,0	"	—	—	
	Sir Wm. Arrol & Co.	—	—	4,978	—	57,653	13,495	44,158	Schottland	
	"	4,645	—	—	—	40,228	13,682	26,546	"	
	Dorman Long & Co. A 1	3,500	—	—	—	50,626	Alles	—	—	
	" A 2	4,233	—	—	—	49,146	"	—	—	
	" A 3	4,218	—	—	—	50,288	"	—	—	
	" B 1	—	3,710	—	—	56,953	"	—	—	
	" B 2	—	3,942	—	—	56,362	"	—	—	
	" C 1	—	—	4,552	—	65,453	"	—	—	
	" C 2	—	—	4,311	—	65,303	"	—	—	
	Canadian Bridge Co.	—	—	5,313	—	38,064	4,230	33,834	Canada u. Amerika	
	"	—	—	—	5,091	38,015	5,400	32,615	"	
	McClintic Marshall Prod. Co. A	—	—	6,499	—	50,283	13,000	37,283	Amerika	
	" B	—	—	5,958	—	49,115	15,000	34,115	"	
	" C	—	—	5,655	—	50,191	17,000	33,191	"	
	" D	—	—	—	6,048	43,059	15,000	28,059	"	
	" E	6,054	—	—	—	45,854	12,000	33,854	"	
	English Electric Co.	—	—	—	5,609	46,108	Alles	—	—	
	"	—	—	—	4,944	46,108	"	—	—	
	"	—	—	—	5,109	46,108	"	—	—	
	Goninan Bridge Corporation Ltd.	—	—	—	—	43,939	24,236	19,703	Belgien	

Die verschiedenen Entwürfe sollen in aller Kürze besprochen werden.

1. The Goninan Bridge Corporation Ltd. bietet eine Ausleger-Hängebrücke an (Abb. 15). Die an sich schon großen Durchbiegungen einer Hängebrücke werden noch vergrößert durch die Senkungen der ausgekragten Stützpunkte. Die Hauptdurchbiegung beträgt 2,21 m. Die Lösung, die außerdem mit 10,7 Millionen Pfund die teuerste ist, wird verworfen.

2. The English Electric Company of Australia, Ltd. bietet eine Auslegerbrücke mit Hängegurt, wie ausdrücklich angegeben nach dem Muster der Gerberschen Mainbrücke bei Mann-

²⁾ Sydney - Harbour - Bridge. Report on Tenders 1924.

heim 1887, an (Abb. 16). Es wird als schönheitlicher Nachteil bezeichnet, daß die dünnen Ketten zu fein und leicht gegenüber dem schweren Versteifungsträger wirken.

3. The McClintic Marshall Products Company hat fünf verschiedene Entwürfe angeboten.

Angebot A auf die ausgeschriebene Auslegerbrücke (Abb. 17), wobei dieser Entwurf anstatt eines fortlaufenden Strebenzuges durch Einfügung eines Pfostenfachwerkes im Hinblick auf Durchbiegung und Aussehen verschlechtert wurde. Als Baustoff wird für alle zusammengesetzten Glieder Siliciumstahl, für die Fahrbahn Kohlenstoffstahl und für alle Augenstäbe gehärteter Stahl vorgeschlagen. Der Schwebeträger sollte hochgezogen werden.

Angebot B (Abb. 18) macht Gebrauch von der Erlaubnis, an den Stützpunkten die Konstruktion herunterzuziehen. Dieser Entwurf unterscheidet sich grundsätzlich und vollkommen von dem ausgeschriebenen. Es sind vier Hauptträger angeordnet, und die Feldweiten sind durch Hilfsträger bis auf 5,6 m herabgedrückt. Die Brücke ist recht unansehnlich und trägt zu sehr — obgleich sie gar nicht billig ist — den Charakter des Nutzbaues.

Angebot C (Abb. 19) ist dem vorigen sehr ähnlich. Der Versuch dieser amerikanischen Firma, der übrigens der deutsche Bauvorschlag bekannt war, Tragwerke einfachster Umrißlinien zu formen, muß als mißglückt bezeichnet werden.

Angebot D (Abb. 20) bringt den von Lindenthal für Quebec vorgeschlagenen Dreigelenkhängerträger. Die Linienführung beider Gurte ist so gewählt, daß in keinem Druck entstehen kann. Für alle zusammengesetzten Glieder ist Siliciumstahl angeboten. Die größte Durchbiegung beträgt 1,3 m. Dieser Vorschlag des Altmeisters des amerikanischen Brückenbaues (der drüben wohl eine ähnliche Stellung einnimmt wie Gerber einst bei uns) ist die leichteste Hängebrücke ohne Kabel.

Angebot E (Abb. 21) sieht einen riesigen Dreigelenkbogen-träger vor von sehr hohem (fast 150 m) Pfeil. Es sind vier Hauptträger angeordnet. Die Hauptfeldweite von 17 m ist durch Hilfsträger noch einmal gedrittelt. Störend wirken die eigenartigen Streben von der Fahrbahn zum Scheitelgelenk. Als bemerkenswert erwähnt ist eine Vorrichtung, die aus der Konstruktion für Verkehrslasten einen Zweigelenkbogen macht. (Vgl. Deutsches Reichspatent Nr. 395082 vom 24. Januar 1924 von Dr.-Ing. Georg Müller: Das langsamwirkende Gelenk.)

4. The Canadian Bridge Company, Ltd.

Angebot A (Abb. 22) ist ein Entwurf in den Umrißlinien des Ausschreibungssystems, aber mit „K“-Ausfachung, wie sie die Quebekbrücke hat, nur hat man die Träger über den Stützen 10 m niedriger gewählt, um sie leichter aufbauen zu können. Auch diese Firma geht darauf aus, Augenstäbe zu verwenden.

Angebot B (Abb. 23) zeigt eine versteifte Hängebrücke, die als „umgekehrter Bogen“ bezeichnet wird. Die Aussteifung liegt zwischen Fahrbahn und Kette. Die Verankerung geschieht im natürlichen Felsen. Dieses so wichtige Bauglied verschwindet fast völlig unter der Rampenbrücke. Die Hilfsfache in den gedrittelt und halbierten Feldern wirken eigentümlich leer. Die stetig gekrümmte Gurtlinie ist zu weichlich. Dieser Entwurf ist die billigste Hängebrücke, die angeboten ist.

5. Sir William Arrol & Company behaupten, nichts Besseres anbieten zu können, als was Mr. Bradfield vorgeschlagen hat.

Angebot A (Abb. 24) ist eine Auslegerbrücke mit „K“-Ausfachung. Die Querverbände sind in den Ebenen der Druckdiagonalen. Der Schwebeträger wird hochgezogen. Augenstäbe, die eine vorzugsweise amerikanische Bauweise sind, werden nicht vorgeschlagen.

B. Bogenbrücke (Abb. 25). Es wird ein Dreigelenkbogenträger in den gleichen Umrißlinien wie der ausgeschriebene Zweigelenkbogen vorgeschlagen. Als Baustoff wird ein hoch-

wertiger Stahl angeboten, der ursprünglich für Panzerplatten von Kriegsschiffen in Aussicht genommen war. Das Scheitelgelenk besteht aus einem Bolzen von rund 60 cm Durchmesser. Die Gesamtdurchbiegung ist 40 cm. Jede Bogenhälfte soll bei Verankerung im Felsen frei bis zur Mitte vorgebaut werden.

Als schönheitlicher Mangel ist zu bezeichnen, daß das Hauptgelenk im Scheitel verschleiert ist. Nicht jedes Gelenk braucht sichtbar zu sein, aber hier muß diese Forderung erhoben werden.

6. Messrs. Dorman Long & Company of Middlesborough England. Den Angeboten dieser Firma wird von der Regierung hohe Anerkennung gezollt. Die Firma hat mit den Architekten Sir John Burnett & Partners und mit den beratenden Ingenieuren R. Freeman und G. Imbault zusammengearbeitet.

Sie verwendet keine legierten Stähle, sondern Siliciumstahl in den Hauptgliedern, sonst überwiegend Kohlenstoffstahl.

Drei Vorschläge A 1, A 2, A 3 (Abb. 26, 27 u. 28) für Bogenbrücken sind gemacht, die sich nur durch die Ausbildung der Widerlagerpfeiler unterscheiden. Der erste Entwurf sieht etwas hart und nüchtern aus und zeigt so recht deutlich, daß der Bogen im Flachlande für sich allein ohne Anschlußtürme nicht bestehen kann.

Das zweite Angebot zeigt ohne ersichtlichen Grund Seitengewölbe.

Der dritte Entwurf schließt sich eng an den Regierungsentwurf an. Dieser Vorschlag ist zur Ausführung bestimmt. Wir kommen noch auf ihn zurück.

Die beiden Vorschläge B 1 und B 2 (Abb. 29 u. 30) zeigen Auslegerbogenbrücken. Die Pfeileraufbauten sind übrigens für alle Entwürfe — sowohl für Granitverkleidung als auch für vorher gefertigte Betonblöcke — veranschlagt. Letztere stellen sich wesentlich billiger.

Die beiden Vorschläge C 1 und C 2 (Abb. 31 u. 32) sind auf die Auslegerbrücke abgegeben, deren Ankerarme aber um etwa 33 m kürzer gehalten sind als im Regierungsvorschlag. Der Schwebeträger ist nur 133 m statt 184 m und die Obergurtlinie des Schwebeträgers ist um der schönen Kettenlinie willen nach unten durchgebogen.

Die fünf Hauptgesichtspunkte, nach denen außer den Kosten die Entwürfe beurteilt sind, sind der Aufbau, die Steifigkeit, die Verdrehung unter Verkehrslast nur auf einem Hauptträger, der Anschluß der Rampenbrücken und das Aussehen.

Als weiterer Hauptpunkt kommt die mögliche Herstellung des Brückenbaustahles und der Konstruktion in Australien hinzu.

1. Aufbau. Hängebrücken sind am leichtesten ausführbar.

Auslegerbrücken bieten schon mehr Schwierigkeiten. Ob freier Vorbau bis zur Mitte oder ob ein Schwebeträger eingeschwommen und aufgezo-gen wird.

Weit größere Schwierigkeiten bieten Bogenbrücken von so bedeutenden Ausmaßen. Sieht man indessen eine zeitweilige Verankerung in dem felsigen Untergrund vor, so ist die Aufgabe auf den freien Vorbau wie bei einer Auslegerbrücke zurückgeführt.

2. Steifigkeit. Die Durchbiegung unter Verkehrslast ist ein Wert für die Steifigkeit des Überbaues und für seine Eignung zu schwerem Eisenbahnverkehr.

Hängebrücken sind am ungünstigsten, Auslegerbrücken sind günstiger, indessen erhöht die Verwendung von Augenstäben die Durchbiegung wesentlich, unter Umständen auf das Doppelte.

Die Bogenbrücke ist die steifste, doch auch hier zeigt wiederum der Dreigelenkbogen doppelt so starke Durchbiegungen. 18 cm gegen 10 cm des Zweigelenkbogens. Jedenfalls hat der Zweigelenkbogen nur $\frac{1}{4}$ der Durchbiegung der steifsten Hängebrücke, die angeboten worden ist.

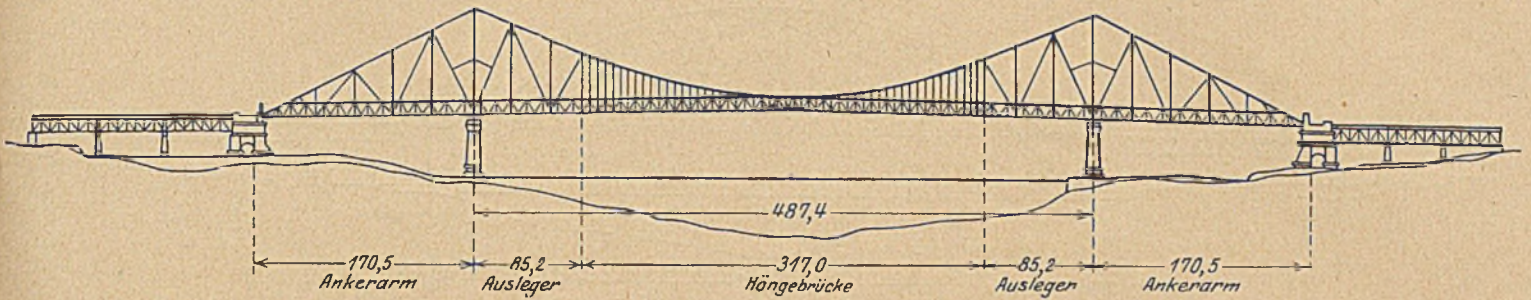


Abb. 15.

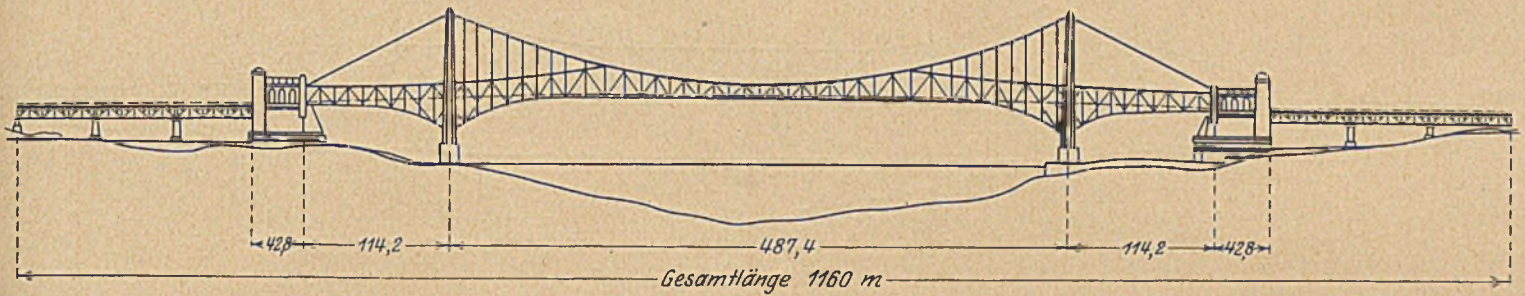


Abb. 16.

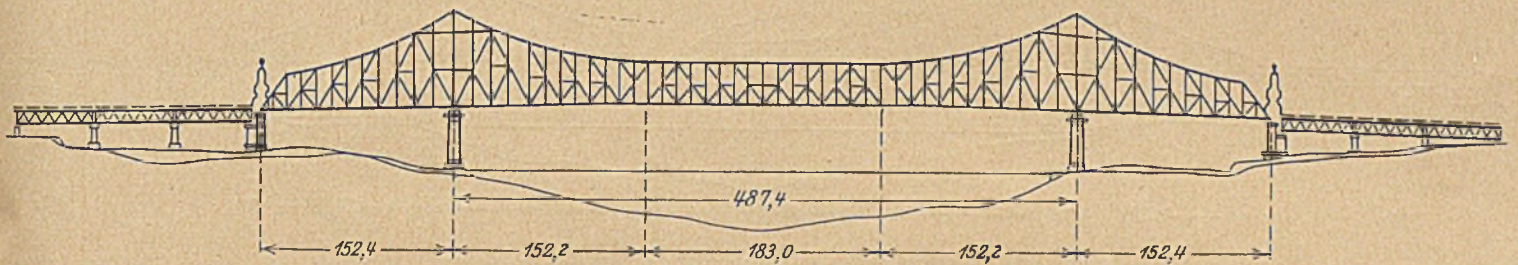


Abb. 17.

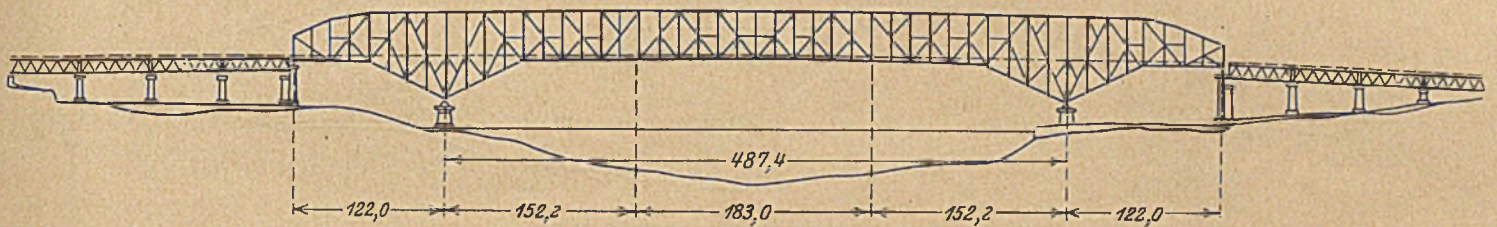


Abb. 18.

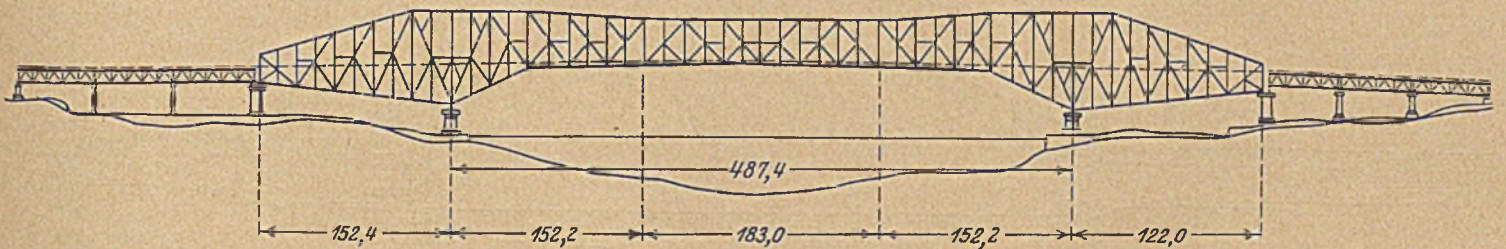


Abb. 19.

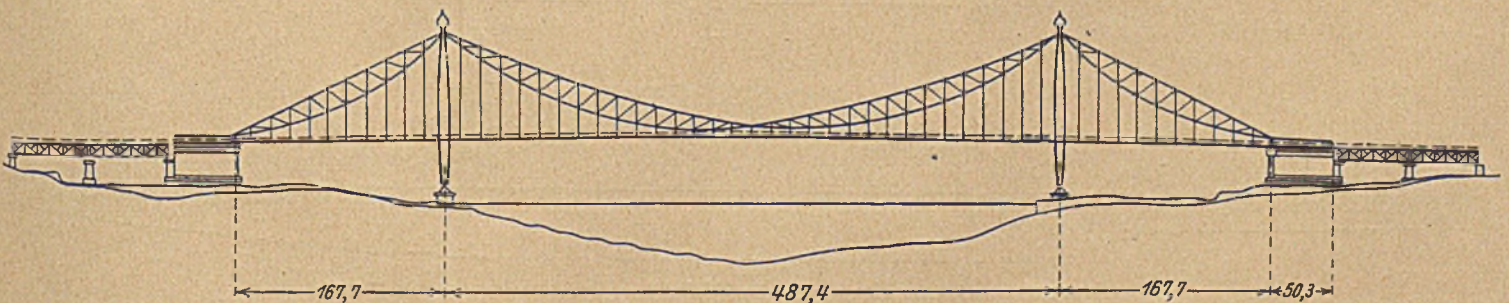


Abb. 20.

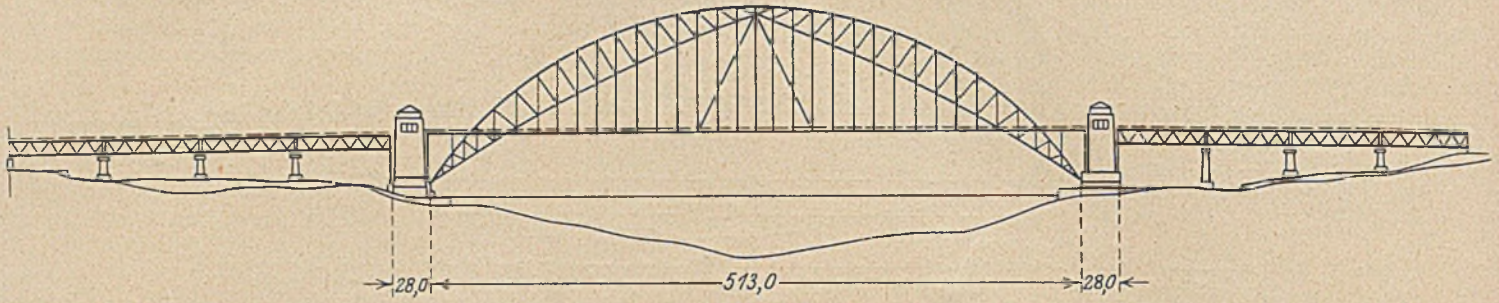


Abb. 21.

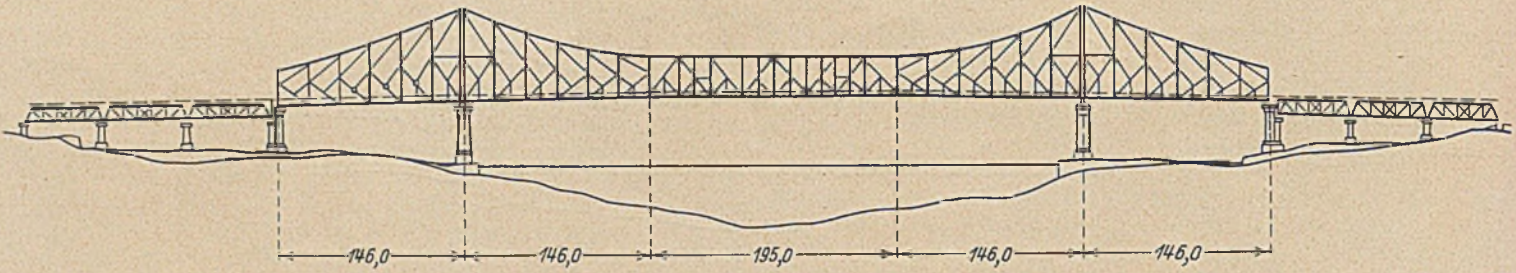


Abb. 22.

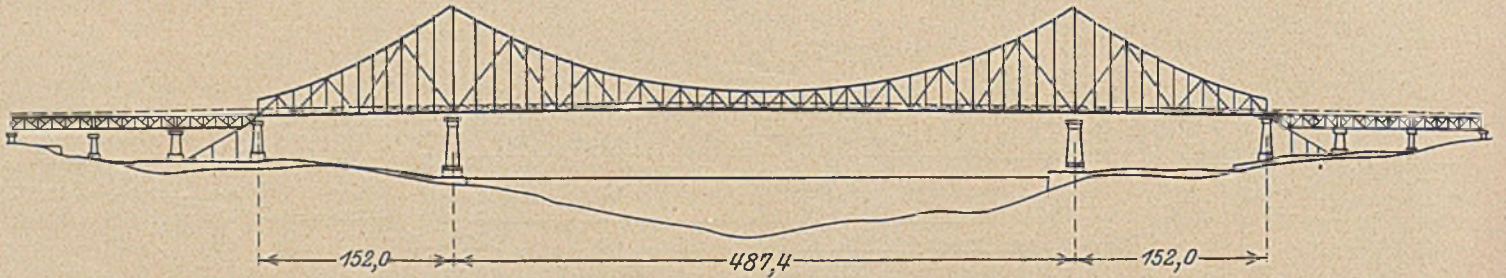


Abb. 23.

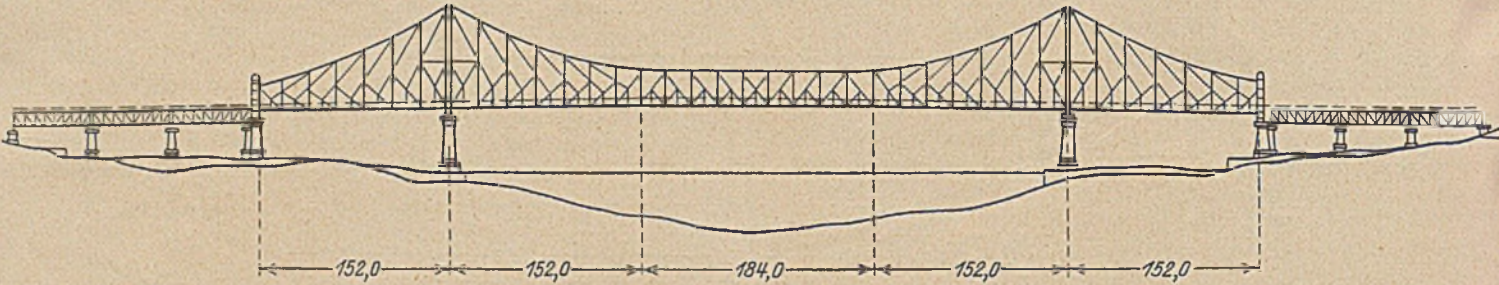


Abb. 24.

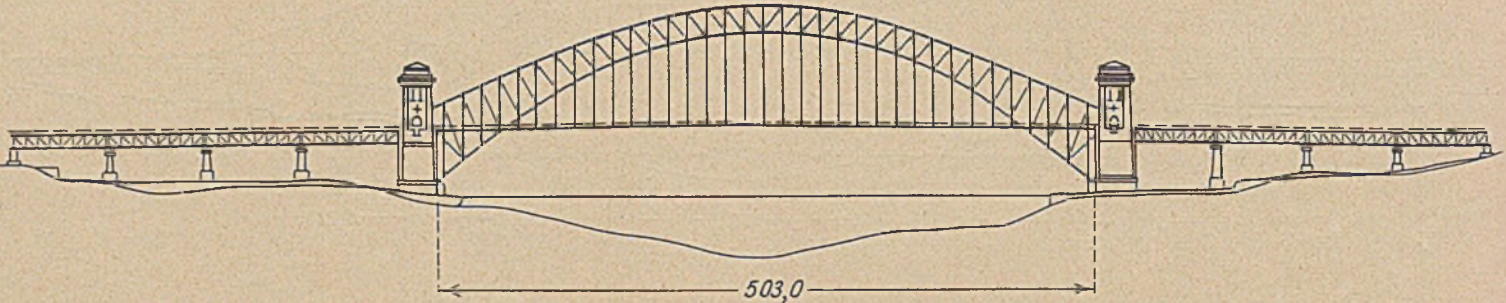


Abb. 25.

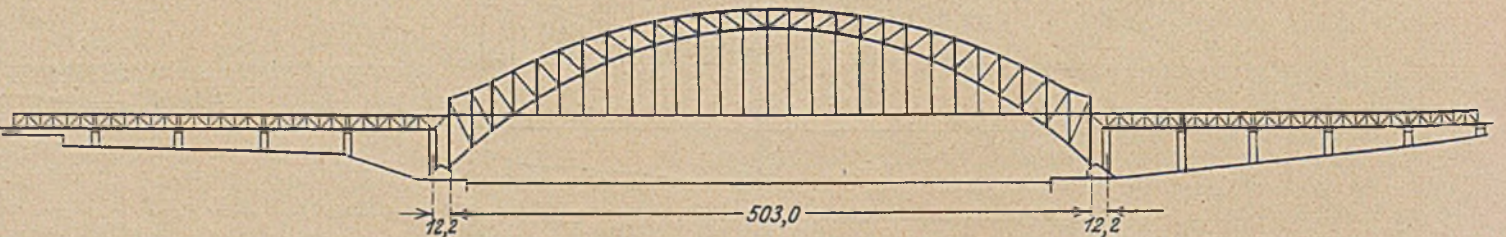


Abb. 26.



Abb. 27.

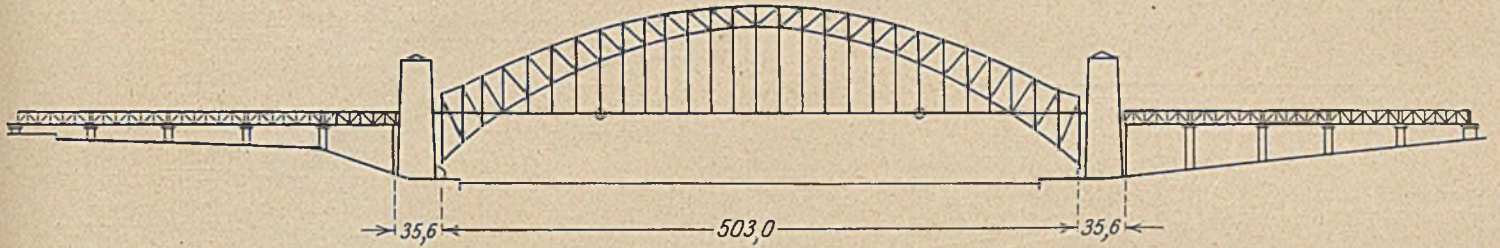


Abb. 28.

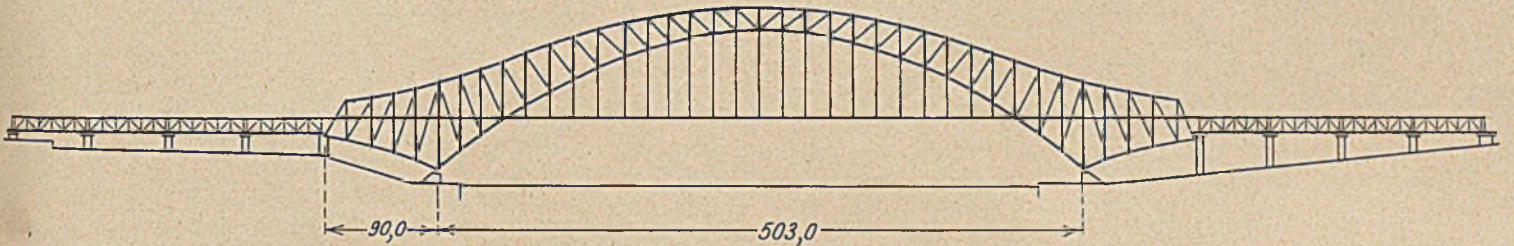


Abb. 29.

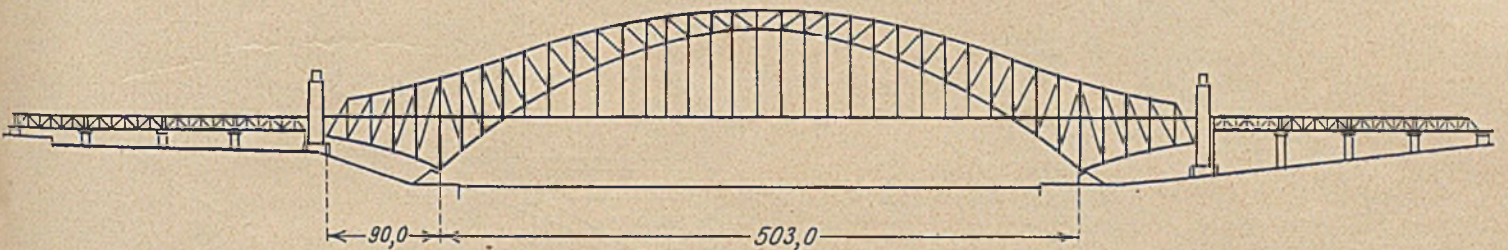


Abb. 30.



Abb. 31.

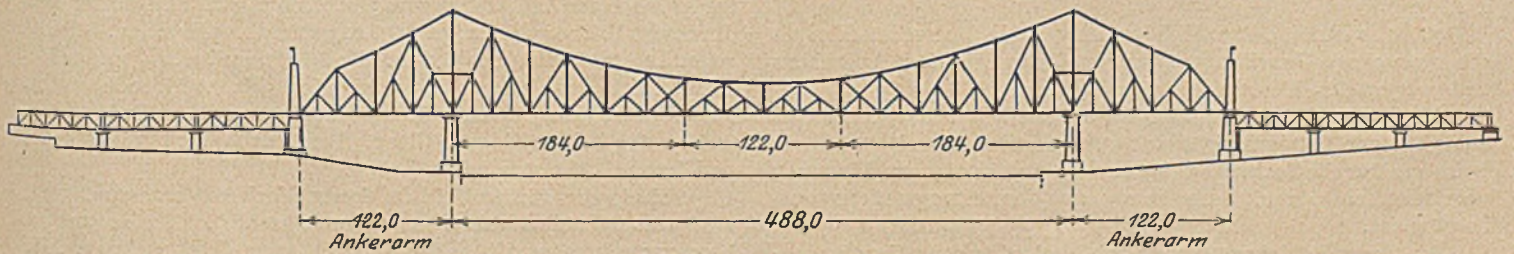


Abb. 32.

3. Verdrehungen der Hauptträger unter einseitigen Verkehrslasten sind bei der allgemeinen Steifigkeit der Brücke geringer. Sie stellen weniger Ansprüche an die Querverbände. Es ergeben sich geringere Nebenspannungen.

4. Anschluß der Rampenbrücken. Der auf die Hauptöffnung sich beschränkende Bogen gestattet alsbald mit der Krümmung der Gleise zu beginnen. Eine Ausleger- oder Hängebrücke mit langem Anlauf zwingt den Gleisanfang weiter landeinwärts zu verschieben und bedeutend

Eine Auslegerhängebrücke zeigt mehr Masse und wirkt monumentaler. Sie kann immer in ansprechenden Verhältnissen entworfen werden. Der Zweigelenkbogen ist statisch und optisch noch einfacher und klarer und sowohl der Ausleger- wie Hängebrücke überlegen. Die hohen, schweren Türme wirken offensichtlich dem Bogenschub entgegen und drücken die Stützlinie in den Felsengrund.

Einzelheiten über Konstruktion und Aufbau des Bauentwurfes.

Der Bogen stützt sich auf zwei Gelenkbolzen, von denen jeder $3\frac{1}{2}$ m lang ist und 1,3 m Durchmesser hat. Die Feldweite beträgt 18 m. Das Gewicht des Untergurtes wächst von 112 t am Scheitelgelenk bis auf 370 t am Auflager. Er hat einen vierstegigen Querschnitt. Unter sich haben die

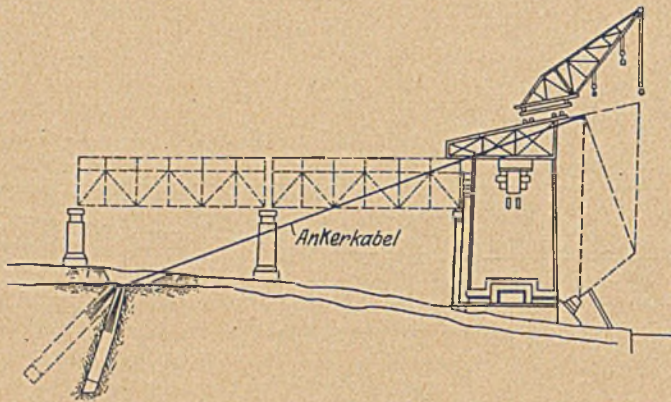


Abb. 33 a.

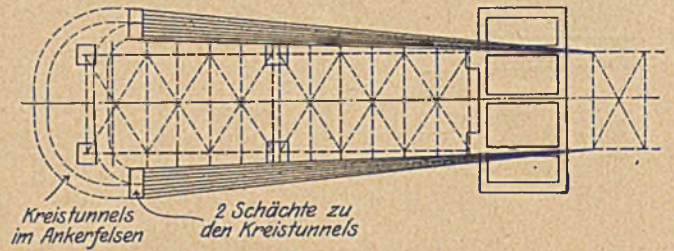


Abb. 33 b.

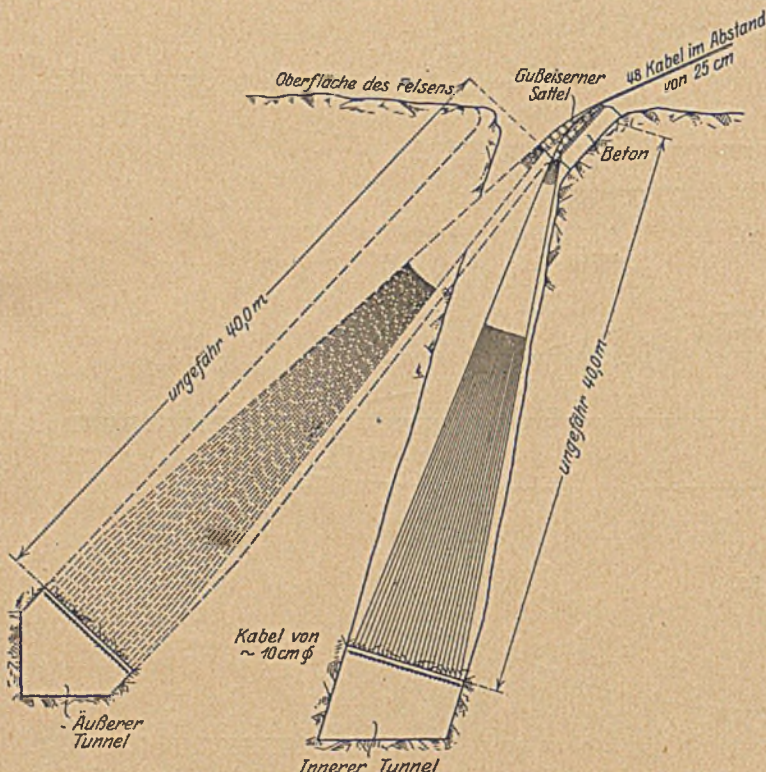


Abb. 34 a.



Abb. 34 b.

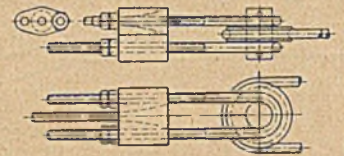


Abb. 34 c.

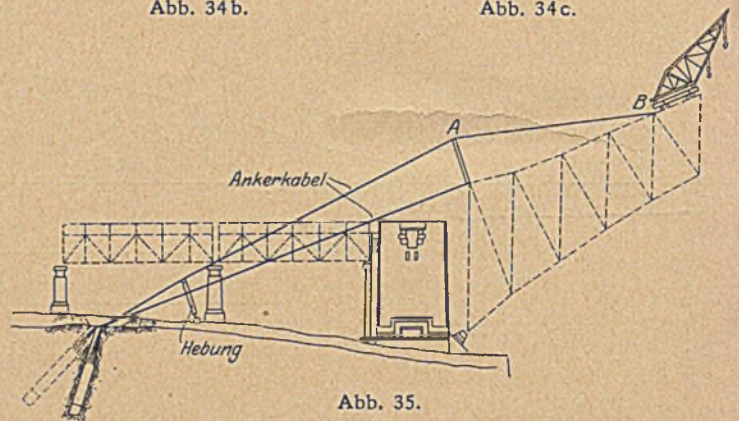


Abb. 35.

schärfere Kurven anzuwenden. Hier beispielsweise 167 m statt 400 m, d. h. die Unterhaltung aller Brückenteile auf der Rampe wird billiger und die zulässige Verkehrsgeschwindigkeit wird größer.

5. Das Aussehen. Allgemein werden Hängebrücken als die reizvollste Brückentype wegen ihren leichten Aussehens und wegen des Kettenschwunges bezeichnet.

Versteifte Hängebrücken leiden allerdings darunter, daß aus größerer Entfernung gesehen, ein gewisses Mißverhältnis zwischen der statischen Funktion und dem optischen Eindruck vom dünnen Kabel zum schweren Versteifungsträger vorhanden ist.

In dieser Beziehung wirkt der Lindenthalsche Guirlandenträger, ob mit oder ohne Mittelgelenk, vorteilhafter.

Stege 75 cm Abstand. Die Winkel haben eine Schenkellänge von 25,4 cm.

Die großen Prunktürme sind oberhalb der Fahrbahn hohle Eisenbetonkammern von 66 m x 35 m im Grundriß.

Aufbau (vgl. Abb. 33—38).

Sobald nach Aufbau der ersten Bogenstäbe werden diese nach hinten im Felsen verankert. Etwa 170 m hinter dem Gelenk werden zwei tiefe Tunnel in den Felsen getrieben. Sie haben einen Lichtraum von 3 m x 1,8 m und sind unter sich durch halbkreisförmige Quertunnel verbunden. Diese gehen in eine Tiefe von 36,6 m. Sie hängt indessen von der Beschaffenheit des Felsen ab, wie sie sich beim Ausbruch ergibt. Man fordert eine $3\frac{1}{2}$ fache Sicherheit kurz vor dem Zusammentreffen der beiden Bogenhälften. Der Vorbaukrane wiegt 536 t und kann Stäbe von 160 t heben.

Sobald das fünfte Feld im freien Vorbau vorgestreckt ist, wird das Kabel durch ein anderes ersetzt, das im vierten Knotenpunkt angreift und ein leichterer Vorbaukrane tritt in Tätigkeit.

Vergütung für das zusätzliche Aufbaumaterial.

In der Bogenbrücke müssen einige Hauptglieder nicht unwesentlich größere Abmessungen erhalten, weil sie beim freien Vorbau größere Beanspruchung erleiden als je später in der fertigen Brücke.

Die anbietende Firma Messrs. Dorman Long & Co. verlangt, daß dieses Mehr an Eisen, das lediglich für den Aufbau benötigt wird, und nicht wieder eingewonnen werden kann, ihr zurückvergütet wird. Die Regierung hat sich dazu bereit erklärt.“ — Soweit der amtliche Bericht.

langweiligem Pfostenfachwerk, weil es in den Zugstäben Anwendung von billigen Augenstäben⁴⁾ gestattet.

Der Bogen erfordert außer der doppelten Kabelverankerung und den Doppelschächten für sich selbst erhebliches Zusatzmaterial, das besonders vergütet wird.

Er ist schönheitlich als Eisenbau nur möglich in Verbindung mit hohen Abschlußprunktürmen, die allein ½ Million Pfund Sterling kosten und an dieser Stelle keine andere Verwendung, etwa als Hochhaus zulassen.

Hinsichtlich der Querschnittsgestaltung, Knotenpunkts- und Gelenkbildung sind keine neuen Wege beschritten worden.

Die notwendige Steifigkeit der Konstruktion unter Verkehrslasten schien bei Riesenbrücken wegen der großen toten Last bisher immer gegeben.

Möglich, daß man hier besonderes Gewicht darauf legte, um von Hängebrücken absehen und eine bestimmte Form in den Vordergrund stellen zu können.

Außer in der Baustofffrage sind Neuerungen, die einen besonderen Ausblick eröffnen und Fortschrittmöglichkeiten enthalten, nicht geboten worden.

Im Gegenteil muß ausgesprochen werden, daß die Formgebungen, soweit sie überhaupt versuchen, sich von der über-



Abb. 36a.

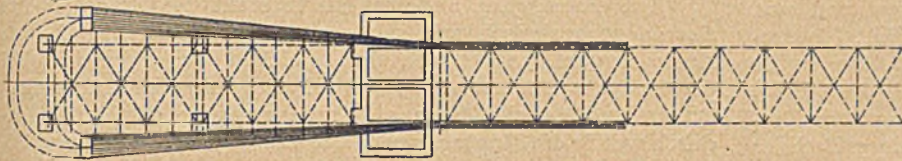


Abb. 36b.

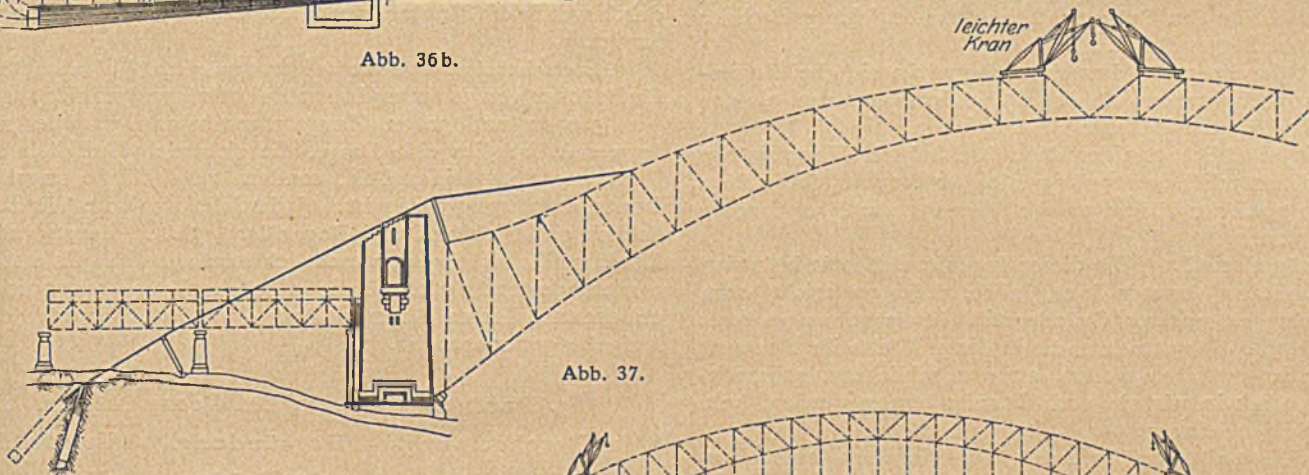


Abb. 37.

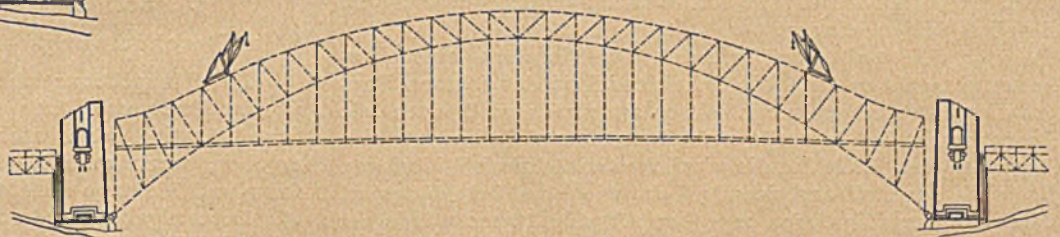


Abb. 38.

Das Ergebnis dieser Ausschreibung gibt einen guten Begriff von der gegenwärtigen Brückentechnik und den Anschauungen der Fachleute in der alten und neuen englischsprechenden Welt und kann auch manches zur Klärung unserer Anschauungen über die Hauptbrückengattungen beitragen. — Die Hängebrücken — eine spezifisch amerikanische Bauweise — werden etwas zurückgedrängt, die Ausleger-Riesenbrücken erfordern keine weite Ausladung, um wirtschaftlich zu sein. Die Bogenbrücke hat gesiegt, vorausgesetzt, daß der Aufbau technisch gelingt, aber vielleicht nur, um ihrerseits durch rahmenähnliche Tragwerke abgelöst zu werden.

Im einzelnen verdient folgendes hervorgehoben zu werden:

Statt des legierten Nickelstahles tritt der Siliciumstahl³⁾ auf. — Die Ausfachung geschieht meist mit nachgiebigerem,

kommenen Bauweise frei zu machen, sämtlich mißglückt sind, mit Kunst in unserem Sinne nichts zu tun haben, jedenfalls ganz und gar nicht den deutschen Geschmack befriedigen.

Die Mischform von Ausleger- und Hängebrücke ist ein zwittriges, statisch unklares und unschönes Gebilde.

Kennzeichnend ist, daß eine ungeschickte Nachahmung einer Gerschersen Brücke, seitens bekannter amerikanischer Fachleute (Robinson & Steinman) als (novel design) besonders lobend erwähnt wird.

Auch die Brückenbilder der McClintic Co. verraten wenig Sinn für Verhältnisse und technische Schönheit, sie muten an, wie rein handwerkliches Schaffen ohne höhere Leitidee. Sie sind jedenfalls, mit Ausnahme des Lindenthalschen Entwurfes, nicht geeignet, uns für die amerikanische Brückenbaukunst zu begeistern, die uns doch sonst in Bauwerken wie der

³⁾ Geforderte Eigenschaften:

$$\sigma_B = 5530 - 6680 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 3170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_z = 1653 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_D = 1582 \text{ kg/cm}^2 - \alpha \cdot \frac{1}{r}$$

$$\varepsilon = 14 - 20 \text{ v. H.}$$

⁴⁾ $\sigma_z = 3170 \text{ kg/cm}^2$; $\varepsilon = 15 \text{ v. H.}$

Hellgate- und besonders der Sciatovillebrücke von Lindenthal auch ästhetisch sehr beachtliche Lösungen geliefert hat. Die Hängebrücke der Kanadischen Brückenbau Co. läßt ein so wichtiges Bauglied wie die Verankerung ganz unorganisch nebenbei unter der Rampenbrücke verschwinden, als wenn es sich um eine Behelfslösung handelt.

Sir William Arrol verzichtet ganz auf eigene Vorschläge.

Zweifellos stehen die Angebote von Messrs. Dorman Long & Co. relativ unter allen am höchsten.

Das Ziel, diese Riesenbrücke als reinen Eisenbau ohne zusätzliche Pfeiler und Türme, ohne verlorenes oder überschüssiges Material für den Aufbau nach einer neuen Idee, mit neuen Mitteln in einer neuen Kunstform zu gestalten, ist nicht erreicht worden.

Man hat sich mit einer konventionellen Lösung begnügt und scheut keine Kosten, um „die größte Bogenbrücke der Welt“ den staunenden Zeitgenossen darzubieten.

IV. Kritik der Regierungsvorschläge.

Der erste Regierungsvorschlag (die Auslegerbrücke) bot in der Tat keine Lösung, die den besonderen Bedingungen in Sydney gerecht wurde.

Die Ausnutzung des Baugrundes lediglich durch das Aufführen über 45 m hoher Mauerklötze erschien nicht genügend, und der schwere Ankerarm über dem bebauten und von starkem Verkehr erfüllten Ufergelände nicht glücklich. Ebenso wenig das Verhältnis der Öffnungen. 3:10:3. Die große Lichthöhe zwischen Konstruktion und Gelände ebenso wie dicht am Ufer in der Hauptöffnung war überflüssig. Die Einrüstungshöhe für den Träger mit fast 140 m (also 7 Berliner Häusern,) außergewöhnlich hoch.

Es ist durchaus und immer wieder nötig, sich bei Riesenbrücken zunächst in den Maßstab hineinzusetzen, als den wir zweckmäßig ein Berliner Haus nehmen.

Wenig glücklich erschien der Abschluß der Hauptbrücke durch die zusätzlichen Prunkportale (Abb. 13). Sie sollten mit vielen goldenen Plaketten den Eingang zur Hauptbrücke festlich betonen.

Die künstlerische Höhe dieser Ingenieurästhetik hält sich auf dem Niveau unserer 80er Jahre, d. h. entspricht etwa dem Geschmack unserer Gründerzeit. Es ist ohne weiteres zu verstehen, daß Ingenieure, die in dieser Weise ihr Bauwerk repräsentativ gestalten wollen, an den schlichten, schmucklosen Formen wie wir sie noch kennen lernen werden, kein Gefallen finden können. —

Der Riesenbogen bedeutet zwar insofern eine Verbesserung, als er auch die Schubfestigkeit des felsigen Baugrundes auszunutzen sucht. Aber, andererseits sind doch die Bedingungen der Baustelle nicht besonders einladend für eine Bogenbrücke. Es fehlen die wirklichen natürlichen Widerlager. Es fehlt der steil ansteigende Fels, wie etwa bei Mungsten. Ohne die gewaltigen 100 m hohen Abschlußtürme würde der Bogen zweifellos recht unmotiviert aussehen (vgl. Abb. 26.)

Es fallen zwar bei der Bogenbrücke die teuren Seitenöffnungen fort. Es werden aber dafür gewaltige ebenso teure ($\frac{1}{2}$ Million Pfund Sterling) Abschlußtürme hingesetzt.

Es entsteht auch bei dieser Riesenbogenbrücke (wie bei allen unseren 2 Gelenkbogenbrücken mit Zugband in Deutschland) das Bedürfnis, den Brückenabschluß irgendwie zu maskieren, zu betonen, aus dem berechtigten Gefühl heraus, daß an dieser Stelle noch eine Last zum Gleichgewicht hingehört.

Ein Bogen hat geringere Nebenspannungen, aber erfordert andererseits vielleicht 10% mehr Stahl zur Aufnahme von Wärmespannungen. Eine konstruktive Erschwernis ist wohl darin zu erblicken, daß sich das Hauptmaterial im Untergurt zusammendrängt, und die Querschnittsbildung nicht einfach ist. Der Bogen mit den vielen kleinen Feldern wirkt monoton. 80 m lange Hängestangen dürften etwas biegsam im Winde sein.

Außer diesem Einwand, teure Prunktürme an die Brücken-

enden zu setzen, wäre noch ein anderer zu erheben. Die gewählte Form zeigt eine außerordentliche Ähnlichkeit mit der Hellgate-Brücke. Das Netzbild für Sydney bietet sich als eine vergrößerte, aber nicht einmal glückliche Kopie eines amerikanischen Vorbildes dar.

Dabei sind die Bedingungen in Sydney insofern ungünstiger, als das Verhältnis der Lichthöhe zur Bauwerkshöhe 1:2 ist, und bei der Hellgate-Brücke 1:1. Auch die Obergurtführung ist bei weitem nicht so günstig wie beim Vorbild. Eigentlich bei allen gezeigten Entwürfen sind Hauptbrücke und Rampenbrücke recht beziehungslos und unorganisch aneinander gesetzt.

Verfasser glaubt aussprechen zu dürfen, daß deutsche Ingenieure, wenn sie das Glück gehabt hätten, vor eine solche Aufgabe gestellt zu werden, sich wohl kaum so sklavisch an ein Vorbild gehalten hätten. Selbstverständlich gibt es Fälle, wo es durchaus angezeigt ist, eine bewährte Lösung in etwas anderem Maßstabe zu wiederholen.

Es soll aber gerade in folgendem gezeigt werden, daß diese Kopie hier keine zwingende Notwendigkeit war, sondern daß es durchaus im Bereich der Möglichkeit lag, eine hochwirtschaftliche, den Bedingungen in Sydney scharf angepaßte Lösung zu finden, die dem Bauwerk einen eigenen Charakter geben kann.

Auf einem ganz anderen Blatte steht die Frage, ob es überhaupt technisch mit genügender Sicherheit möglich ist, Ausleger von 250 m nach dem gleichen Verfahren wie bei der Hellgate-Brücke vorzustrecken. Es sind dort Rückhalteketten und Druckstäbe aus Fahrbanträgern gebildet. Dadurch wurde die Montage verbilligt und die Form eher gerechtfertigt.

Es erscheint nicht ohne weiteres möglich, Aufbaumethoden für Brücken von 300 m und 12 m Hauptträgerabstand auf solche von 500 m und 30 m Hauptträgerabstand zu übertragen. Immerhin ist dies eine Frage, die sich nicht lediglich durch Rechnung entscheiden läßt, sondern zu der eine ungeheure Montageerfahrung nötig ist. Jedenfalls wird die Wirtschaftlichkeit und Sicherheit der Bogenlösung durch die zusätzlichen Montagehilfsmittel ganz wesentlich herabgesetzt. Es erscheint zum mindesten fraglich, ob die in Brückenbauerkreisen ziemlich unbekannt Firma Dorman Long & Co. dieser schwierigen Aufgabe gewachsen ist.

7. Rahmenvorschlag Dr. Georg Müller.

a) Beschreibung. — Begründung. — Vergleich.

Das Hauptkennzeichen der Brückenbaustelle in Sydney ist der hochanstehende fast wagerecht verlaufende Felsen. Eine günstige, wenn nicht die günstigste Lösung, muß sich ergeben, wenn man die natürlichen Verhältnisse für Trägerform und Montage ausnützt.

Die Aufgabe erfordert im Grunde nur eine Hauptöffnung. Aber die Frage ist, wie man den hoch hinausgehenden Bogen vermeidet und doch Druckfestigkeit, Schubfestigkeit und Gewicht des Felsens ausnützt. Diese Forderung führt einmal am Ufer zu einer Einspannung des Trägers vermittels eines Bogenlagers und eines Ankerstabes (Abb. 39 u. 14).

Man kann den Schwebeträger etwas größer als üblich wählen, ohne das Eisengewicht in der Hauptöffnung wesentlich zu vergrößern. Dadurch ergibt sich eine durchweg gleichbleibende Höhe. Diese gestattet die Umrißlinien des ganzen Bauwerkes sehr einfach zu gestalten und alles in eine große Rahmenform zusammen zu schweißen. Man kann in der Hauptöffnung nicht viel sparen, wohl aber in den Seitenöffnungen durch unmittelbare Kraftableitung.

Hat man diese beiden springenden Punkte erkannt und verzichtet man auf alles hoch hinaus, so ergibt sich eigentlich alles andere, der innere Ausbau des Netzbildes und die Unterteilung, zwangsläufig von selbst.

Die Gelenke liegen in den Viertelpunkten. Die Stützweite des Schwebeträgers beträgt etwa 250 m. Seine Höhe 42 m

und die Hauptfeldweite gleichfalls 42 m. Um zu einer möglichst leichten Fahrbahn zu kommen (eine Riesenbrücke ist grundsätzlich ein Leichtbau) ergibt sich weiter von selbst eine Drittelung der Feldweite. Die Unterteilung wird erstens nach oben hin verlegt, um für die Passanten das Blickfeld frei zu bekommen. Sie wird zweitens in Abweichung von den bisherigen Anordnungen so geführt, daß alle Stäbe gleiche Längen und Neigungen erhalten und eine charakteristische Kreuzung des Hauptpfostens entsteht. Im ganzen System herrscht die 45° -Neigung.

Diese neuartige Ausförmung bildet ein wesentliches Merkmal des Systems. Sie belebt den einfachen Parallelträger ebenso sehr wie die vielen Fache den Bogen langweilig machen.

Am Stützpunkt beträgt der Hebelarm das 1,4fache der Trägerhöhe.

Der Ankerstab wird als Kette oder Kabel in einem schrägen Schacht etwa 25 m tief in den natürlichen Felsen geführt. Die Sicherheit gegen Ausbrechen bei natürlichen Verankerungen nimmt bekanntlich mit der dritten Potenz der Tiefe zu.

Selbstverständlich kann auch hier jederzeit eine halbkreisförmige Tunnelverbindung unten geschaffen werden, um einen Felskörper zu packen.

Das gesunde Ausbruchmaterial ist wieder verwendbar.

zeigt sich erst, wie gebunden und beschränkt der Netzbildkomponist in seinem Schaffen ist, und wie jeder Versuch, etwa die Kröpfung zu krümmen, den oberen Gurt hoch in die Luft zu führen, oder den Untergurt von der Fahrbahn zu lösen, nur zu einer Verschlechterung der Linienführung und einer Verfälschung des charakteristischen und zu einer Verweichlichung des kraftvollen Systems führt und scheitern muß.

Es ist nur möglich, den Vorschlag als Ganzes anzunehmen oder ihn abzulehnen. Ein Kompromiß ist nicht möglich.

Die Verhältnisse des Bauwerkes sind so in sich abgestimmt und alle Abmessungen so scharf eingepaßt, daß für die zusätzliche Ästhetik, für „schöne Linien“ im alten Sinne, kein Spielraum mehr bleibt⁶⁾.

Es liegt nahe, diese Rahmenbrücke mit der alten Auslegerbrücke zu vergleichen. Eingehende Untersuchungen haben gezeigt, daß durch die geringe Vergrößerung des Schwebeträgers, das Eisengewicht der Hauptträger in der Hauptöffnung nicht wesentlich verändert wird. Dagegen wird durch das sofortige Aufnehmen des Stützmomentes im Baugrund durch den Fortfall der Seitenöffnung eine Eisensparnis von 20% gegenüber der alten Auslegerbrücke erzielt. Die

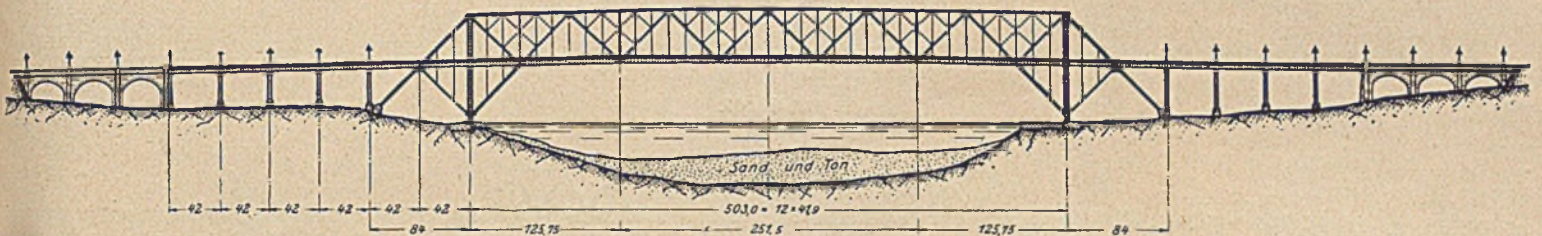


Abb. 39. Ohne Windverbände.

Ganz besonderes Augenmerk wurde auf die Steifigkeit des Tragwerkes unter Verkehr gerichtet. Sie ist beim Rahmenträger mindestens gleich der des Bogens und durch folgende Eigenschaften bzw. Einrichtungen gewährleistet:

1. Die mäßige Ausladung.
2. Die unmittelbare, starre Einspannung.
3. Die Anordnung vom Verfasser entworfener und sogenannter „langsam wirkender Gelenke“⁵⁾.

Ihre Beschreibung muß einer besonderen Abhandlung vorbehalten bleiben. Sie sind unter langsam auftretenden Wärmedehnungen vollwirksam, machen dagegen das System unter schweren plötzlich auftretenden (auch verweilenden) Verkehrslasten zu einem durchlaufenden und steifen und machen die Anwendung hochtemperaturempfindlicher Tragwerke möglich.

Die Rampenbrücken sind auf Fahrbahnhöhe und Feldweite der Hauptbrücke abgestimmt. Es sind Blechträger von etwa 4 m Höhe auf Pendeljochen. Die Pendelwand nächst dem Ufer wird in das Hauptsystem eingezogen und so eine breite Uferstraße von rund 80 m geschaffen.

Es geht durch die ganze Brücke als Hauptlinie ein gleichmäßiges 5 m hohes Band.

Lichthöhe und Trägerhöhe sind ungefähr gleich und stehen mit 1:1 in einem richtigen Verhältnis.

Die Öffnungen der Rampenbrücke sind ungefähr quadratisch.

Eine eigentliche Seitenöffnung im Sinne der alten Auslegerbrücke gibt es nicht mehr.

Die Form ist nicht nur schlicht und schmucklos, sondern straff und streng.

Es liegt nun natürlich sehr nahe zu versuchen, diese Form (die zunächst anscheinend nur Zweckform) durch Einfügen „gefälliger“ Linien zu verschönern. Bei diesen Versuchen

Gewichtsvergleiche sind von einer größeren deutschen Brückenbauanstalt nachgeprüft. Dazu kommen selbstverständlich die Ersparnisse durch den Fortfall der 45 m hohen Hauptpfeiler und der Ankerpfeiler und der hohen Rüstungen, so daß insgesamt eine Ersparnis von 25% an Kosten bei den Hauptträgern zu erzielen ist, was bei Riesenbrücken immerhin ungewöhnlich ist.

Es sei ausdrücklich bemerkt, daß Bedenken gegen das Einschwimmen und Hochziehen des etwas größeren Schwebeträgers von amerikanischen Fachleuten, denen die Lösung vorgelegen hat, nicht geäußert worden sind.

Besondere Erklärungen zu der ästhetischen Wertung dieses Rahmenvorschlages sind nicht nötig. Das Brückenbild mit seinen großen Maschen und seiner klaren Gliederung zeigt Ruhe und Rythmus.

Hauptbrücke und Rampenbrücke hängen bei diesem Vorschlag organisch zusammen und sind aufeinander abgestimmt.

Die Einzelstützpunkte der Pendelrahmen sind keine besonderen Verkehrshindernisse. Die Masten für die elektrischen Leitungen und die Beleuchtung gliedern sich zwanglos ein und betonen die Aufteilung.

Gegenüber der Bogenbrücke hat der Balken den Vorteil, daß die Momentenaufnahme sich auf 2 Gurte verteilt.

Die Querschnitte sind trotzdem nur mit maximalen Blechstärken von über 50 mm und stärksten Nietten zu bilden.

⁵⁾ Bernhard veröffentlicht am 24. Juni 1924 in der „Bautechnik“ einen Aufsatz mit der Überschrift „Gekröpte Parallelträger“. Er schlägt darin ernsthaft ein System für Sydney vor, das ursprünglich wohl als Verstärkung seiner des öfteren zitierten Treskowbrücke gedacht war. — Wer jemals Verstärkungen dieser Art gerechnet hat, wird sofort den Bernhardschen Vorschlag als abwegig erkennen. Eine sachliche Stellungnahme von R. Sonntag zu diesem Aufsatz wurde von Verlag und Schriftleitung der „Bautechnik“ abgelehnt.

⁶⁾ D. R. P. Nr. 395 082 vom 24. I. 24.

Außer den einzelnen eben erwähnten Vorteilen hat nun dieser Rahmenvorschlag noch allgemeinere Bedeutung:

1. Er zeigt, wie man solche Riesenbrücken unter Umständen als Reineisenbau ohne künstliche Ankerklötze herstellen kann;
2. er ist geeignet, in allen Fällen, wo Hängebrücken und Auslegerbrücken um den Vorrang streiten, die Entscheidung zugunsten der Auslegerbrücke zu verschieben und
3. er bedeutet, wenn auch zunächst in einem äußerlichen Sinne, die Einführung der Rahmenform in den Großbrückenbau.

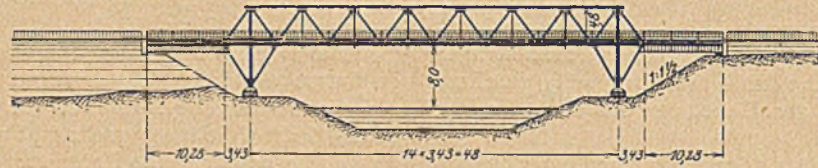


Abb. 40.

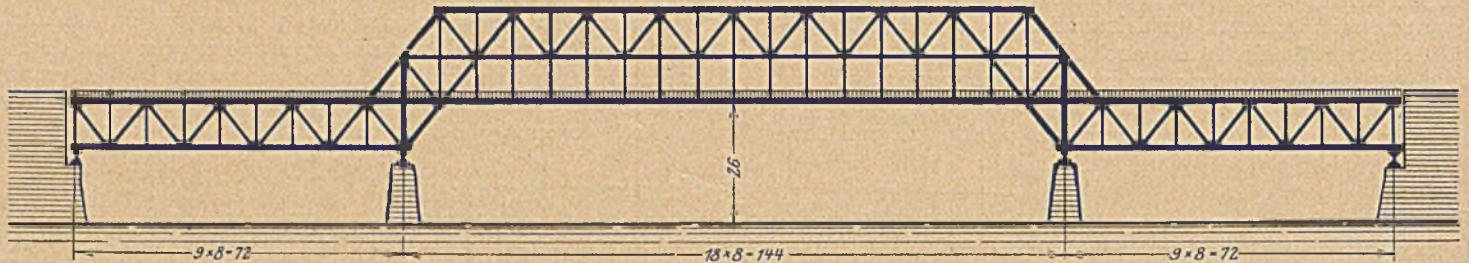


Abb. 41.

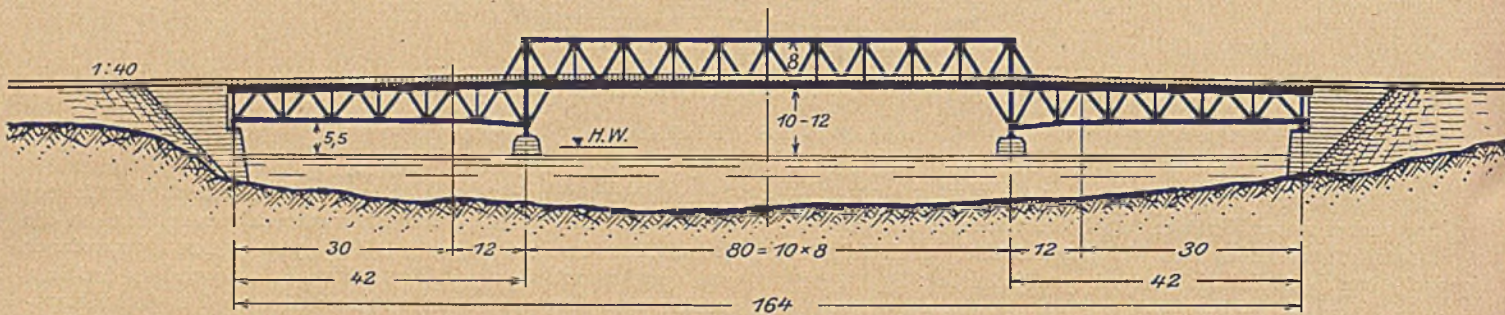


Abb. 42.

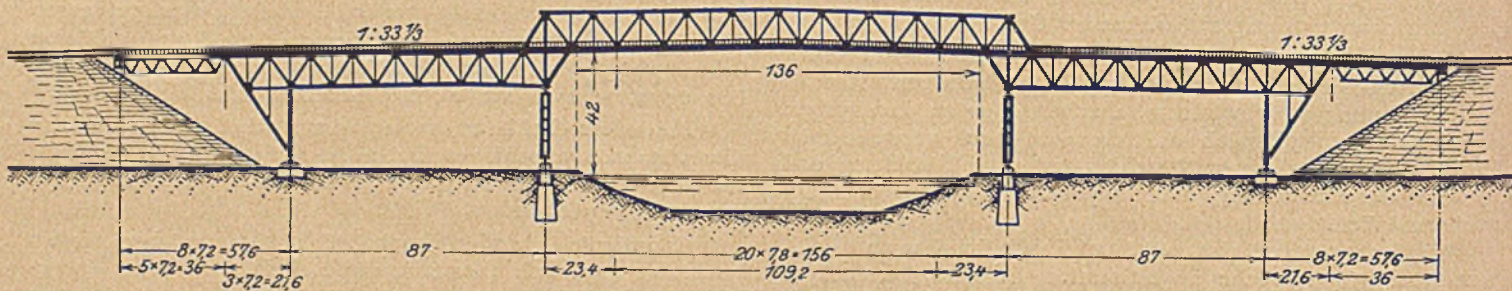


Abb. 43.

4. er bringt die allgemeine Lösung der Aufgabe, bei steifen hochtemperaturempfindlichen Tragwerken die Wärmespannungen auszuschalten, ohne die Steifigkeit zu beeinträchtigen.

Nebenlösungen des Rahmenvorschlages.

Folgende Nebenlösungen dürften vielleicht noch interessieren:

- a) Es ist versucht worden, statt des Schwebeträgers ein Dreigelenkbogen einzufügen. Ein solcher Träger böte bestimmte Vorteile, sowohl wegen seiner völligen Symmetrie im Hinblick auf die Gewichtsverteilung als auch auf die Montage.

Es hat sich aber gezeigt, daß die Knicke in der Fahrbahnlinie, die sich durch Wärmedehnungen bei den Gelenken ergeben, für den Schnellbahnverkehr zu scharf werden.

- b) Es lag auch nahe, nach der Bekanntgabe des großen Zweigelenkbogen die ganze Brücke als Dreigelenkbogen mit rechteckigen Umrißlinien zu bauen, und die jetzigen Rückhalteketten nur als vorübergehende Verankerung zu benutzen.

Das Pfeilverhältnis mit 84 : 503 ist nicht ungünstig (1 : 6). Aber einmal wirkt diese Form etwas hart in der Landschaft und dann ist auch hier der Knick in der Fahrbahnlinie störend.

- c) Es ist drittens versucht worden, die Rampenbrücke auf jeder Seite mit 3 Segment- oder mit Halbkreisbögen zu formen. Die Pfeiler nehmen aber zuviel Gelände fort und die Massivbrücke paßt nicht recht zu dem großen Eisenrahmen.

d) Schließlich ist die Möglichkeit verfolgt wor-

den, nicht durch Prunktürme, sondern durch Hochhäuser an den Rampen das gesamte Brückenbild organischer in das Städtebild einzufügen, gleichsam das Häusermeer der Stadt an den Brückenzufahrten in Hochhäusern ausklingen zu lassen. Die Durchzeichnung zeigte, daß solche Lösungen städtebildlich ausgezeichnet wirken können, daß Vereinigung von Riesenbrücke und Hochhaus sogar ganz bestimmte Vorzüge bietet. Aber einmal bot die Ausschreibungsunterlage keinen genügenden Anhalt dafür, daß eine Notwendigkeit für Hochhäuser vorlag. Andererseits konnte diese Frage durch unmittelbare Ermittlungen in Sydney nicht geklärt werden. — —

So einfach sich das Brückenbild in der vorliegenden Zeichnung darbietet, so birgt es naturgemäß in der genauen Durchrechnung im Aufbau, als auch im fertigen Zustande eine Fülle von statischen und konstruktiven Problemen. Allen

diesen Fragen ist, wie das bei der allgemeinen Formgebung üblich ist, nur soweit nachgegangen worden, als daß ihre technisch-wirtschaftliche Lösbarkeit sicher war.

Über die ästhetische Wertung ist vielleicht noch zu sagen, daß der Rahmenvorschlag keine andere Dominante hat als die Fahrbahnlinie, die durch den gleichlaufenden Obergurt unterstrichen wird. Die Regierungsvorschläge haben in Bogen und Kette stark betonte, alles beherrschende, m. E. überbetonte Dominanten. —

Es sind eine Reihe von Formen für die verschiedensten Verhältnisse entwickelt worden. Es seien im folgenden nur einige wenige charakteristische Beispiele gezeigt. Man kann daraus ersehen, wie bildungsfähig diese scheinbar so starren Formen in ihrem „zelligen“ Aufbau doch sind.

Abb. 40 zeigt einen Träger mit Kröpfstütze, etwa für die Verhältnisse der Teltowkanalbrücken.

Abb. 41 gibt eine Ausführung der sogenannten „verlängerten“ Kröpfung für eine Straßenbrücke von 144 m.

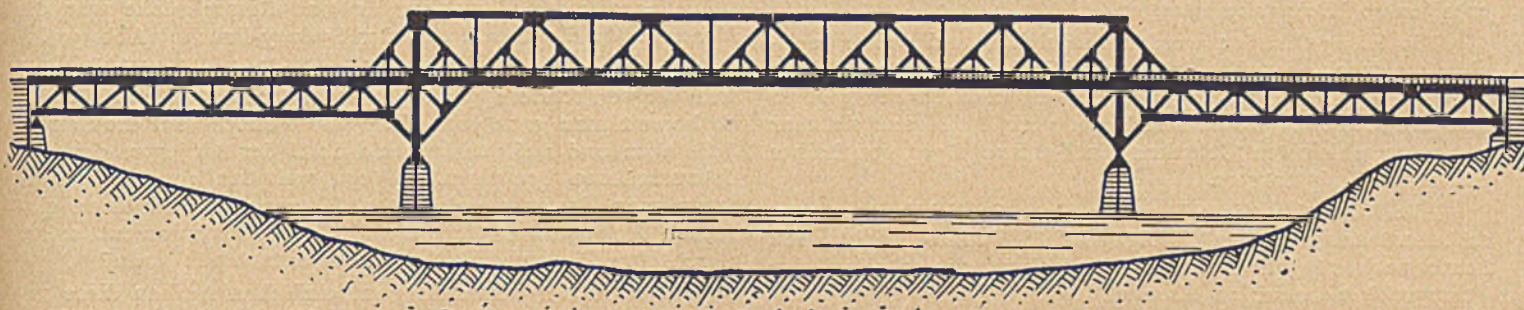


Abb. 44.



Abb. 45.



Abb. 46.



Abb. 47.

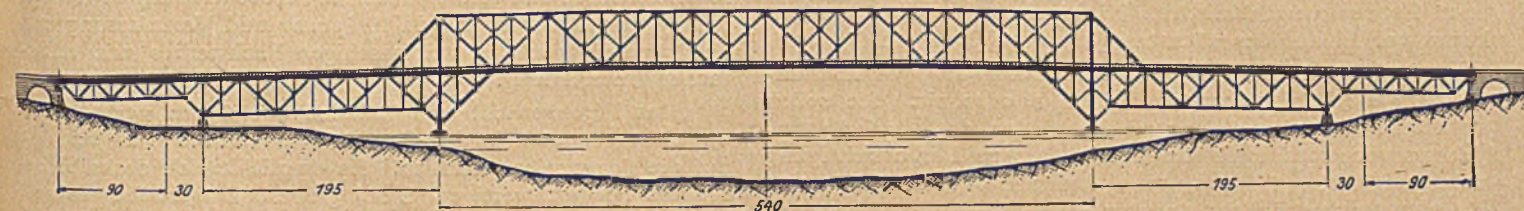


Abb. 48.

Es ist noch eins zu bedenken, die Netzbilder sind nur Frontansichten. Diese wirken naturgemäß am einfachsten. Man sieht aber zumeist die Brücke in irgendeiner Schiefdurchsicht. Da muß der Satz ausgesprochen werden:

Je einfacher die Gradaufsicht, um so weniger verwirrend ist die schiefe Durchsicht. —

8. Bisherige Entwicklung des gekröpften (bezw. gestuften) Parallelträgers und Ableitung des Rahmenvorschlages daraus.

Der endgültige Gestaltungsvorschlag für die Sydney-Brücke läßt sich nur so recht verstehen und würdigen, wenn man die Entwicklung der gekröpften bzw. gestuften Parallelträger in den letzten zwei Jahrzehnten verfolgt hat.

Der eingehängte Schwebeträger ist herausgehoben und die Fahrbahn an Hängestangen aufgehängt worden, um das Blickfeld und die Fahrbahn für Querverkehr freizubekommen. Der Träger kann als vollwertiger Ersatz für den Zweigelenkbogen mit Zugband gelten. Das Verhältnis zwischen Hebung und eigentlicher Trägerhöhe mit 1:1 ist recht günstig.

Abb. 42 bringt den Vorschlag für eine Havelbrücke von 80 m Spannweite. Gefordert ist eine große Lichthöhe für Segelschiffe. Es lag nahe, wie bei der Treskow-Brücke das Tragwerk in den Nebenöffnungen unter die Fahrbahn zu verweisen. Dies geschah hier zum ersten Male (1906) mit Hilfe der Kröpfung. Sie ermöglicht einen schnellen Fahrbahnübergang, gibt eine genügende Trägerhöhe für das Stützenmoment und betont die Hauptöffnung und die Pfeilerstützpunkte gebührend. Die Lichthöhe in den

Seitenöffnungen genügt für Kleinschiffahrt. Der Vorschlag war für eine Straßenbrücke ohne oberen Windverband gedacht; für Eisenbahnbrücken wird zweckmäßig ein solcher angeordnet.

Abb. 43 zeigt die bekannte Ausführung der Hochbrücke bei Holtenau. Der gekröpfte Parallelträger ist hier auf 4 Stützen gesetzt, von denen die beiden nächst der Hauptöffnung Pendelstützen sind, die auf sehr tief gegründeten Pfeilern ruhen. Die Pfeiler werden nur lotrecht belastet und erhalten so Kleinstabmessungen.

Die Längskräfte werden umgeleitet und weiter landeinwärts durch versteifte Stützen auf flachgegründeten Pfeilern abgegeben. Den Übergang von der eigentlichen beweglichen Hauptbrücke zum festen Erddamm vermittelt ganz sichtbar mit unverschleierte Gelenken ein Schleppträger von halber Höhe des Hauptträgers.

Alle Versuche, diese Form in ihrer Schlichtheit zu verschönern, haben keinen Erfolg gehabt; Verfasser sieht auch heute nach 16 Jahren keine Möglichkeit, dieses schwierige Formproblem besser zu lösen.

Abb. 44 läßt oben einen gekröpfen Parallelträger sehen, bei denen die Trägerhöhen in Haupt- und Seitenöffnungen verschieden sind und sich wie 2:1 verhalten. Es handelt sich um die Brücke über die Arsta-Bucht in Schweden. Ihr Entwurf war Gegenstand eines internationalen Wettbewerbs. Die mit dem ersten Preis gekrönte Lösung sah für sieben durch Steinbögen unterbrochene Seitenöffnungen einfache Parallelträger vor, dagegen für die Hauptöffnung den üblichen Zweigelenbogen mit Zugband. Derselbe fiel aus dem Rahmen des ganzen Brückenbildes heraus. Durch einen Parallelträger mit Unterteilung wie hier wurde die Einheitlichkeit des Brückenbildes wieder hergestellt und doch die Hauptöffnung genügend betont.

Die Lösung ist auch wirtschaftlicher, steifer und leichter zu montieren als der Bogen. Die Bauhöhe ist nur halb so groß.

Abb. 45 gibt das Beispiel einer sehr langgestreckten Hochbrücke über einen weiten Meeresarm. Es ist ein Vorschlag für die Kleine Beltbrücke. In ihm ist versucht worden, die große Weite durch 2 Schiffahrtsöffnungen zu „dezentrieren“. Es wird dadurch ein gewisser Rhythmus durch die Öffnungsfolge 2-1-2-1-2 in das Gesamtbauwerk gebracht.

Wie Professor Ostefeld mitteilt, ist aber die Inangriffnahme dieses bedeutsamen Bauwerkes, für das einige 40 Millionen Kronen vom dänischen Ministerium bewilligt wurden, kaum vor Ablauf des nächsten Jahres zu erwarten.

Der folgende Doppelentwurf Abb. 46 u. 47 veranschaulicht zwei Rheinbrücken in flacher Landschaft. Sie sollen so dicht nebeneinander gebaut werden, daß bei der Formgebung von vornherein eine wechselseitige Berücksichtigung notwendig ist. Wegen mangelnder Lichthöhe war eine Kröpfung nicht möglich; man begnügt sich mit einer Stufung, wie Verfasser sie als formbestimmendes Element für Hauptöffnungen großer Brücken zum ersten Male vorschlug.

Für die Eisenbahnbrücke ist eine einfache Unterteilung und für die Straßenbrücke ein doppelteiliges Fachwerk angeordnet, das größere Lichträume bietet.

Dieser neue Entwurfgedanke ist von einer namhaften Brückenbauanstalt für eine neu zu erbauende Elbbrücke in einem Schaubild dargestellt worden. Die perspektivische Darstellung auf dem großen Wandbild⁷⁾ zeigte, wie glücklich sich dieser einfache gestufte Träger in eine flache Flußlandschaft einfügt.

Mit Abb. 48 ist schließlich der letzte Schritt und der Sprung auf die Riesenbrücke getan. Es handelt sich um einen nachträglichen Vorschlag für die Verhältnisse der Quebec-Brücke. Man kommt zu einem Zweidrittel

gekröpfen Parallelträger ($\frac{2}{3} G_{||} Tr.$). Die ungewöhnliche Trägerhöhe von über 40 m bei 19 m Brückenbreite macht eine Drittelung der Hauptfelder notwendig. Sie wird in die oberen Dreiecke verlegt. Diese Unterteilung ist neuartig. Die Seitenöffnungen mit einfacher Unterteilung binden zwangsläufig in den Kröpfungsrombus ein. Die Schleppträger wiederum haben nur einfache Teilung, also eine Stufung von unten her. So wie das Gelände sich hebt, folgt der Träger in Terrassen.

Dieser letzte Vorschlag für eine Riesenbrücke war die Vorstufe für die Gestaltung der Sydney-Brücke (Abb. 39).

Hat man in den Seitenöffnungen keine Schiffahrt und kein Wasser, sondern, wie bei Sydney, hochanstehenden Felsen, so kommt man ganz von selbst zum Verzicht auf die Seitenöffnungen und auf den langen Anlauf der Ausleger, den nur Hängebrücken benötigen. Wozu weit landeinwärts gehen, wenn man den ausgezeichneten Baugrund durch einen einfachen Ankerstab erreichen und das Stützenmoment sofort durch eine Einspannung im Felsen aufnehmen kann?

Es ist außer dem zelligen, einfachen Aufbau diese unmittelbarste Kräfteableitung am Ufer nach Überwindung der Hauptöffnung, die den Entwurf wirtschaftlich macht und dem Brückenbild ein geschlossenes und gedrgenes Aussehen gibt.

Die allgemeine Tendenz zur Vereinfachung von Brückenformen erkennt man auch an folgenden Entwicklungsstadien:

Die Firth of Forth-Brücke und die Mungstener Brücke haben doppelt gekrümmte Hauptträger, die in räumlich verwundenen Flächen liegen.

Beim letzten Vorschlag der MAN für Sydney liegen die geschwungenen Hauptträger noch unter 1:8 geneigt. — Der erste Vorschlag für die Quebec-Brücke zeigt die bekannte eckige Form mit gekrümmtem Untergurt.

Der zweite Vorschlag für Quebec gibt bereits die Begradigung des Untergurtes, aber bei scharf eckigen Umrissen der Gesamtform.

Der Regierungsvorschlag für Sydney (Ausleger-Brücke) weist bereits einen durchlaufenden gekrümmten Obergurt und einen horizontalen Untergurt in Fahrbahnlinie und eine in sich geschlossene Form auf, die den eingehängten Schwebeträger bereits nicht mehr so offensichtlich erkennen läßt.

Der Rahmenvorschlag endlich hat wagerechte gerade, parallele Gurte und eine einheitliche Strebeneignung in Hauptteilung und Unterteilung, in Kröpfung und Verankerung und ein Durchdringen des weitmaschigen Fachwerkes mit mehrfacher Unterteilung.

Das Eigengewicht von Balkenhauptträgern verteilt sich ungefähr so, daß $\frac{2}{3}$ des Gewichtes auf die Gurte und $\frac{1}{3}$ auf die Diagonalen entfallen. Es empfiehlt sich deshalb, besonders bei hochwertigem Stahl größere Trägerhöhe als 1:8 zu wählen.

Bei der Einführung aller dieser Formen, die eine gemeinsame Linie, einen einheitlichen Stil zeigen, muß man natürlich mit der Aufnahmefähigkeit und Geschmacksreife der maßgebenden Beurteiler rechnen. Es scheint fast, als wenn die jungen Völker auch durch alle Stadien unserer Kunstentwicklung hindurch müssen, ehe sie die Schönheit einfacher Formen erkennen können.

9. Mathematische Statik und allgemeiner Brückenentwurf.

Es mögen nach diesen praktischen Formungsbeispielen einige allgemeine Bemerkungen über die Rolle der mathematischen Statik bei der Brückengestaltung gestattet sein. Die Formgebung ist nicht, wie vielfach auch in technischen Kreisen angenommen wird, lediglich eine Sache der Rechnung, eine Sache kalten Kalküls; sie ist im Gegenteil

⁷⁾ Eisenbahntechnische Tagung.

in hohem Maße eine schöpferische Tätigkeit, die sich viel mehr erfahrungs- und gefühlsmäßig abspielt als man glaubt. Selbstverständlich muß man die Rechnung immer nachprüfen. Man ist sonst gefährlichen Irrtümern ausgesetzt, die auch erfahrenen Ingenieuren unterlaufen können.

Es soll nur damit gesagt werden, daß nicht die Rechnung oder die mathematische Statik das ursprüngliche ist und (wenigstens in der Regel) nicht zu neuen Formen führt, sondern daß solche Lösungen fast zwangsläufig körperlich aus den scharf erfaßten und erfüllten Bedingungen jeder Brücke herauswachsen. Diese Bedingungen gegeneinander abzuwägen und aus ihrer Vielheit heraus die großen Leitlinien zu finden, das ist das Wesentliche, das ist allgemeine Brückengestaltung.

Es will mir scheinen, als wenn die englischen Ingenieure in Sydney trotz mühevollster Vorarbeiten gerade an diesem Kernproblem vorbei gegangen sind und den archimedischen Punkt, von dem aus sie das Problem anpacken könnten, nicht gefunden haben.

10. Allgemeiner Brückenentwurf und Ingenieur-ästhetik.

Es darf an dieser Stelle ausgesprochen werden, daß auch sonst die Ergebnisse der letzten internationalen Wettbewerbe nicht voll befriedigt haben. Der Wettbewerb in Schweden und in Dänemark, auch der letzte in Deutschland, brachte Lösungen mit Gedanken und guten technischen Einzelheiten. Aber doch wiederum auch viele, die der Ingenieurästhetik eigentlich von vornherein ablehnen mußte.

Der ungeheure Aufwand an Zeit, Geld und Arbeit ist zu bedauern, der dadurch entstanden ist, daß der Gesamtanlage und dem allgemeinen Brückenentwurf nicht genügend Aufmerksamkeit geschenkt wurde. Man hatte fast den Eindruck, hervorragende Spezialisten haben ausgezeichnet nebeneinander, aber nicht miteinander gearbeitet. Das kommt vielleicht daher, daß auch in der Praxis vielfach die Verbindung mit den Nachbardisziplinen fehlt, daß jede Stelle für sich arbeitet, so daß innerlich unausgeglichene Lösungen entstehen müssen.

Der Grund scheint in folgendem zu liegen.

Die Mehrzahl der jungen Ingenieure steht den Brückengestaltungsaufgaben hilflos gegenüber. Sie sind kaum je vor die Aufgabe gestellt worden, selbst für die einfachsten Verhältnisse eine Brückenform neu zu entwickeln.

Es ist doch leider an manchen Hochschulen so, daß unseren jungen Studierenden im Eisenbrückenbau fertige Systeme gelegentlich hochgradig unbestimmt lediglich zur Durchrechnung und Konstruktion übergeben werden. Da ist es ganz natürlich, daß sie über den mathematisch statischen Teil das ursprünglich schöpferisch Gestaltende etwas vernachlässigen, ja vernachlässigen müssen.

Auch in der Industrie liegt es so, daß nur einige wenige an diese Gestaltungsprobleme größeren Stils herankommen. Der Sinn für Formgebung und Formenschönheit kann sich bei der großen Mehrzahl unserer Ingenieure nicht recht betätigen und entwickeln. Dazu kommt, daß es an einer umfassenden Systematik der Systeme noch fehlt. Andererseits gehören gerade diese Gestaltungsprobleme zu den anziehendsten Bauingenieuraufgaben.

Die geschmackliche Erziehung unseres Ingenieur Nachwuchses ist sicher nicht durch kunstgeschichtliche Literatur oder lediglich durch Beispiele und Gegenbeispiele zu erzielen, sondern einzig und allein durch eigenes Sichversuchen, durch positive Arbeit an konkreten Beispielen, seien sie auch noch so bescheiden. Wer

sich nicht selbst an bestimmten Aufgaben versucht hat, wird auch kaum völlig imstande sein, technische Schönheit richtig zu beurteilen. Er wird immer an Äußerlichkeiten, an der Oberfläche haften bleiben, eine eiserne Brücke will aber als ein lebendiger Organismus, als Funktionsträger für ein Kräftespiel verstanden und gewertet werden.

Es wird uns Ingenieuren vielfach der Vorwurf gemacht, und ein Körnchen Wahrheit steckt wohl darin, daß wir zu eng gestellt seien.

Die Schwierigkeit für den Spezialisten liegt naturgemäß darin, sich den Blick für das große Allgemeine frei zu halten, trotzdem jede technische Einzelheit größte Sorgfalt verlangt.

Noch vor 50 Jahren waren Architekt und Ingenieur in einer Person vereint. Die zunehmende Ausdehnung der Arbeitsgebiete zwang dann zur Trennung, und erst seit wenigen Jahren findet wieder auf Grenzgebieten wie der Ingenieur-ästhetik eine Annäherung und Verschmelzung statt.

Leider geschieht dies viel mehr, indem sich Architekten der schönheitlichen Durchbildung von Ingenieurbauten widmen, als daß Ingenieure selbst praktisch die geschmackliche Durchbildung ihrer Bauten in die Hand nehmen.

Man kann aber getrost behaupten, ein Ingenieur der nicht zugleich Künstler ist, ist kein vollkommener Ingenieur.

Die Gestaltung einer bedeutenderen Brücke erfolgt selbstverständlich aus den Bedingungen heraus. Aber in der Seele des Gestaltenden lebt doch der Zeitgeschmack, wirkt doch im Unterbewußtsein sicher das, was als Kunstform in den Schwesterkünsten, in der Architektur, in der Plastik, im Kunstgewerbe, in der Malerei, ja selbst, was in der Literatur und Musik und nicht zuletzt in der Mode geschaffen ist.

Auch im Brückenbau hatten wir Modiformen. Es war wie mit allem anderen Modischen. Sobald sie es war, war ihre Zeit eigentlich schon vorbei.

Es ist wohl nicht zuviel gesagt, wenn behauptet wird, daß die hier entwickelten Formen in ihrer Schlichtheit und Sachlichkeit und Strenge, in ihrem Verzicht auf jeden zusätzlichen Schmuck zu den allgemein künstlerischen Tendenzen unserer Zeit stimmen.

13. Schlußbetrachtung.

Zum Schluß noch einmal die Sydney-Brücke. Mein Hauptziel war (durch eine rein geistige technisch-wissenschaftliche Arbeit), nämlich die einer besonders günstigen Formgebung für das bedeutende Bauwerk, der deutschen Industrie einen Auftrag zuzuführen. Dieses Ziel ist durch die Ungunst der wirtschaftlichen Verhältnisse im Inlande und die gegenwärtige wirtschaftspolitische Einstellung des Auslandes nicht erreicht worden. Vielleicht ist aber ein ideeller und moralischer Erfolg insofern zu erhoffen, als wir dem Auslande zeigen können, daß deutsche Ingenieure sich trotz aller Not um die Lösung solcher bedeutsamen im Grunde keiner Nation angehörenden Probleme bemühen und den friedlichen Wettkampf mit dem Auslande nicht scheuen.

Wir dürfen dies vielleicht um so mehr erhoffen, als es sich ja um Aufgaben handelt, die in Deutschland nicht vorkommen, und zu deren Lösung wir gleichsam — wenn dieses Bild erlaubt ist — unsere Kenntnisse und Erfahrungen extra polieren müssen.

Es ist leider nicht zu verkennen, daß wir aus Gründen, die allen bekannt sind, auf manchen Gebieten der Technik vom Auslande überflügelt worden sind. Aber es gibt doch eine Reihe, auf denen wir der Welt noch etwas bieten können, und dazu gehört nach dem Ergebnis dieser Ausschreibung auch die Ingenieurästhetik. — —

ÜBER DEN MOHRSCHEN TRÄGHEITSKREIS.

Von Geheimrat Prof. Dr. Friedrich Schilling, Danzig-Langfuhr.

Die von Mohr selbst gegebene Ableitung des Trägheitskreises und seiner Eigenschaften, die dann auch in die Lehrbücher übergegangen ist¹⁾, benutzt eine dem Problem selbst wesensfremde Massenbelegung des Trägheitskreises. Im folgenden soll eine neue einfache Einführung des Trägheitskreises entwickelt werden, welche aus dem Wesen der gestellten Aufgabe selbst hervorgeht und damit eine tiefere Einsicht in diese Verhältnisse gewährt, indem die Transformationsformeln der Momente ihre unmittelbare geometrische Deutung finden. Es handelt sich ja um die Aufgabe:

Sind die Trägheitsmomente T_x, T_y und das Zentrifugalmoment Z_{xy} eines Profils für irgend zwei rechtwinklige x, y -Achsen gegeben, so sollen die Trägheitsmomente und das Zentrifugalmoment für zwei beliebige u, v -Achsen mit demselben Anfangspunkte O geometrisch bestimmt werden.

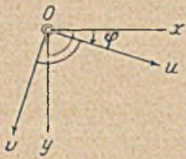


Abb. 1.

Die Lage der zunächst auch als rechtwinklig angenommenen u, v -Achsen sei durch den Winkel $\varphi = \sphericalangle u/x$ festgelegt (Abb. 1). Dann gelten die Transformationsformeln für die gleichsinnigen Koordinatensysteme:

$$\left. \begin{aligned} u &= x \cos \varphi + y \sin \varphi \\ v &= -x \sin \varphi + y \cos \varphi \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1a, b)$$

und die hieraus folgenden Transformationsformeln für die Momente:

$$\left. \begin{aligned} T_u &= \iint v^2 dF = \cos^2 \varphi T_x + \sin^2 \varphi T_y - \sin 2 \varphi Z_{xy} \\ T_v &= \iint u^2 dF = \sin^2 \varphi T_x + \cos^2 \varphi T_y + \sin 2 \varphi Z_{xy} \\ Z_{uv} &= \iint u v dF = -\frac{\sin 2 \varphi}{2} (T_y - T_x) + \cos 2 \varphi Z_{xy} \end{aligned} \right\} (2a, b, c)$$

wo $T_x = \iint y^2 dF$, $T_y = \iint x^2 dF$ und $Z_{xy} = \iint x y dF$

ist. Aus diesen Gleichungen folgen die ihnen gleichwertigen:

$$\left. \begin{aligned} T_u + T_v &= T_x + T_y \\ \frac{T_v - T_u}{2} &= \frac{T_y - T_x}{2} \cos 2 \varphi + Z_{xy} \sin 2 \varphi \\ Z_{uv} &= -\frac{T_y - T_x}{2} \sin 2 \varphi + Z_{xy} \cos 2 \varphi \end{aligned} \right\} (3a, b, c)$$

Die beiden letzten Gleichungen gehen für:

$$\left. \begin{aligned} \xi &= \frac{T_y - T_x}{2} \quad \text{und} \quad \xi_1 = \frac{T_v - T_u}{2} \\ \eta &= Z_{xy} \quad \quad \quad \eta_1 = Z_{uv} \end{aligned} \right\}$$

über in die Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} \xi_1 &= \xi \cos 2 \varphi + \eta \sin 2 \varphi \\ \eta_1 &= -\xi \sin 2 \varphi + \eta \cos 2 \varphi \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4a, b)$$

Diese Gleichungen haben wieder die Form einer Koordinatentransformation von dem rechtwinkligen ξ, η -System zu dem rechtwinkligen ξ_1, η_1 -System, wo $\sphericalangle 2 \varphi = \sphericalangle \xi_1/\xi$ ist.

¹⁾ Man sehe: O. Mohr, Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik, Berlin 1906, S. 84, und z. B. H. Müller-Breslau, Die graphische Statik der Baukonstruktionen, Stuttgart 1905, 4. Aufl., Bd. I, S. 46.

Ist also in der Abb. 2 der „Fixpunkt“ P in dem angenommenen ξ, η -System mit dem Anfangspunkt M aus den Koordinaten:

$$\xi = MZ = \frac{T_y - T_x}{2}; \quad \eta = ZP = Z_{xy}$$

in einem bestimmten Einheitsmaßstab für die Momente bestimmt, so ergeben eben die Koordinaten in dem um den Winkel 2φ gedrehten ξ_1, η_1 -System in dem gleichen Maßstab die Größen:

$$\xi_1 = MW = \frac{T_v - T_u}{2}; \quad \eta_1 = WP = Z_{uv}.$$

Trägt man nun noch von M aus auf der ξ -Achse beiderseits bis X und Y die Größe $\frac{T_x + T_y}{2}$ ab, so ist $ZX = T_x$ und $ZY = T_y$ selbst. Der Kreis um M durch die Punkte X, Y möge die ξ_1 -Achse in den Punkten U und V schneiden. Dann ist analog gemäß der Gleichung (3 a):

$$WU = T_u; \quad WV = T_v.$$

Denkt man nun noch einen beliebigen Punkt O des Kreises der Abb. 2 mit den Punkten X, Y und U, V verbunden, so ist ersichtlich, $\sphericalangle XOY = \sphericalangle \varphi$, und man kann die Abb. 2 so auf die Abb. 1 legen, daß die vier von O ausgehenden Richtungen beider Abbildungen sich decken.

Ein solcher Kreis in der kombinierten Abbildung ist dann der Mohrsche Trägheitskreis. Dieser läßt sich natürlich auch direkt mitsamt dem „Fixpunkte P “ leicht in die Abb. 1 mit Hilfe der gegebenen Größen T_x, T_y, Z_{xy} einzeichnen. Man braucht ja nur die Strecke $T_x + T_y = XY$ irgendwie in das x, y -System hineinzulegen (wenn man will, auf die x -Achse selbst), um die Mitte M den Kreis durch O zu beschreiben und den Fixpunkt P durch $MZ = \frac{T_y - T_x}{2}$, $ZP = Z_{xy}$ zu bestimmen.

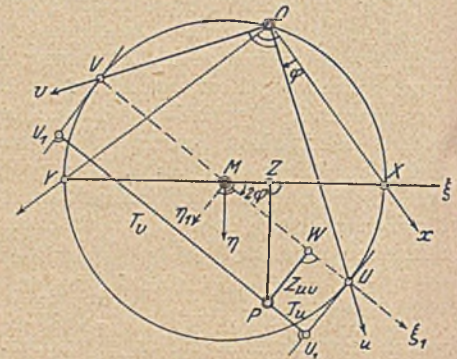


Abb. 2.

Es gilt nun ersichtlich das Resultat:

Für irgend zwei durch den festen Punkt O gehende **rechtwinklige** u, v -Achsen werden die Trägheitsmomente T_u, T_v und das Zentrifugalmoment Z_{uv} in dem gewählten Maßstab gegeben durch die drei Abstände PU_1, PV_1 und PW des Fixpunktes P von den Tangenten der Schnittpunkte U, V des Trägheitskreises mit den u, v -Achsen und von der Berührungsehne UV , wobei der Abstand PW positiv oder negativ ist, je nachdem die Richtung von W nach P mit der positiven Richtung der η_1 -Achse übereinstimmt oder nicht, d. h. der Fixpunkt P auf der positiven oder negativen Seite der ξ_1 -Achse gelegen ist.

Der Fixpunkt P liegt übrigens stets innerhalb des Trägheitskreises, da ja für die Hauptträgheitsachsen das Zentrifugalmoment verschwindet.

Es seien nun weiter bei gegebenem Trägheitskreis und Fixpunkt P für die rechtwinkligen x, y -Achsen noch irgendwelche durch O gehende (also nicht zu einander senkrechte)

u, v-Achsen mit den Schnittpunkten U, V auf dem Trägheitskreis gegeben und mit den positiven Richtungen durch die beiden Winkel

$$\angle \varphi = \angle u/x; \quad \angle \psi = \angle v/x$$

festgelegt (Abb. 3). Es sei ferner definiert:

$$Z_{uv} = \iint u v dF,$$

wo u, v die bzw. positiven oder negativen senkrechten Abstände des Flächenelements dF von den u, v-Achsen bedeuten, und zwar sei der positiven Richtung der u-Achse entgegenge-
sehen der Abstand v positiv oder negativ gerechnet, je nach-

dem das Flächenelement dF links oder rechts von der u-Achse gelegen ist, während für die v-Achse das Umgekehrte gilt.

Wegen der Transformationsformeln

$$u = x \sin \psi - y \cos \psi; \quad v = -x \sin \varphi + y \cos \varphi \dots (5a, b)$$

gilt dann:

$$Z_{uv} = -\cos \varphi \cos \psi T_x - \sin \varphi \sin \psi T_y + \sin(\varphi + \psi) Z_{xy} \dots (6)$$

$$\text{oder: } Z_{uv} = \left. \begin{aligned} &-\frac{T_y + T_x}{2} \cos(\psi - \varphi) \\ &+ \frac{T_y - T_x}{2} \cos(\varphi + \psi) + Z_{xy} \sin(\varphi + \psi). \end{aligned} \right\} \dots (6')$$

Wir wollen unsere weitere Betrachtung zunächst an dem Beispiel der Abb. 3 ausführen. In dieser Abb. 3 seien die Richtung M_1U und die Senkrechte dazu, wo M_1 die Mitte von UV ist, als zu den x, y-Achsen gleichsinnige ξ_1/η_1 -Achsen gewählt und die Parallele durch M zur ξ_1 -Achse als ξ' -Achse bezeichnet. Das Lot von P auf die ξ_1 - und ξ' -Achsen möge diese in den Punkten W und W' schneiden. Dann ist ersichtlich in der Abb. 3:

$$\angle \eta_1/\xi = \angle X\hat{M}U + \angle U\hat{M}M_1 = 2\varphi + (\psi - \varphi) = \varphi + \psi,$$

$$\text{also: } \angle \xi_1/\xi = \angle \xi'/\xi = \varphi + \psi - 90^\circ = 2\varphi' \dots (7)$$

$$\text{und: } W'W = MM_1 = MU \cos \angle U\hat{M}M_1,$$

$$\text{oder, da } MU = MX = \frac{T_y + T_x}{2},$$

$$\text{und } \angle U\hat{M}M_1 = \psi - \varphi$$

$$\text{ist, } W'W = \frac{T_y + T_x}{2} \cos(\psi - \varphi) \dots (8)$$

Also ist gemäß der Formel (6') Z_{uv} die Ordinate WP des Fixpunktes P im ξ_1, η_1 -System, da das ξ_1, η_1 -System aus dem ξ, η -System durch Drehung um M durch den Winkel $(\varphi + \psi - 90^\circ) = 2\varphi'$ und Parallelverschiebung um $W'W = MM_1$ in der Richtung der η_1 -Achse hervorgeht.

Um aber nun dies Resultat in voller Strenge für beliebige u, v-Achsen abzuleiten²⁾, müssen wir schon etwas weiter ausholen. Es seien in Abb. 4 die Punkte X, Y auf den positiven Hälften der x, y-Achsen gelegen und das gleichsinnige ξ, η -

Koordinatensystem festgelegt, so daß die Richtung MX die positive Richtung der ξ -Achse ist. Durch M sei ein beliebiger anderer Durchmesser $U'V'$ gelegt, wo U' auf dem nach der

²⁾ Mit gleicher Strenge ist weder bei Mohr, noch bei Müller-Breslau verfahren.

positiven Richtung der η -Achse gelegenen Halbkreise \widehat{XY} (unter Ausschluß des Punktes Y) liegen möge. Hierdurch ist dann eindeutig das gleichsinnige ξ', η' -System festgelegt, so daß die Richtung MU' die positive Richtung der ξ' -Achse ist.

Es gelten somit für den Winkel $2\varphi' = \angle \xi'/\xi = \angle X\hat{M}U'$ die Ungleichungen $0 \leq 2\varphi' < 180^\circ$. Zum Durchmesser $U'V'$ sei dann weiter eine beliebige parallele Sehne UV gegeben, wo der Punkt U stets eine nicht negative ξ' -Koordinate haben soll und M_1 die Mitte von UV sei. Es ist dann auch das gleichsinnige ξ_1, η_1 -Koordinatensystem eindeutig festgelegt, wenn

die Richtung M_1U stets die positive Richtung der ξ_1 -Achse ist, so daß dann die ξ', η' - und ξ_1, η_1 -Achsen parallel und gleichgerichtet sind. Diejenigen Richtungen der die u, v-Achsen bildenden Geraden OU und OV sollen dann als die positiven gelten, welche stetig aus den zum x, y-System gleichsinnigen, rechtwinkligen Richtungen der Geraden OU' und OV' , wo die u' -Richtung durch OU' bestimmt ist, beim Übergang von $U'V'$ nach UV hervorgegangen sind.

Man übersieht hiernach leicht: Wenn umgekehrt irgend zwei Gerade durch den Anfangspunkt O gegeben sind, so ist nach unseren Festsetzungen sofort leicht eindeutig anzugeben, welche der beiden Geraden bzw. als u- und als v-Achse gelten soll und welches ihre positiven Richtungen sein sollen. In der

Abb. 4 ist z. B. im Gegensatz zur Abb. 3 die Richtung M_1M die positive Richtung der η_1 - und η' -Achsen und der positive Winkel $\varphi = \angle u/x$ überstumpf.

In jedem Falle gelten nun die Transformationsformeln (5 a, b) und die Gleichungen (6') und (7), (8), wie man insbesondere für die beiden letzten Gleichungen folgendermaßen leicht erkennt: Bewegt sich die Sehne UV von der Anfangslage $U'V'$ aus in der positiven (bzw. negativen) Richtung der η -Achse,

so nimmt der Winkel φ (bzw. ψ) stetig um denselben Winkel δ zu, um den ψ (bzw. φ) abnimmt, und zwar kann hierbei δ von 0 bis 45° variieren. Es ist dann also stets $\varphi + \psi$ konstant, nämlich gemäß der Gleichung (7) gleich dem Winkel $90^\circ + \angle \xi'/\xi = 90^\circ + 2\varphi'$, während der Winkel $\psi - \varphi = 90^\circ \mp \angle 2\delta$ (von Vielfachen von 360° abgesehen), also $\cos(\psi - \varphi) = \pm \sin 2\delta$ ist. Es gilt also in der Tat stets auch die Formel (8), wobei dann $W'W = MM_1$ positiv oder negativ ist, je nachdem die Gerade UV eine positive oder negative Ordinate η besitzt.

Somit ergibt sich als weiteres Resultat für je zwei beliebige (nicht rechtwinklige) durch den festen Punkt O gehende u, v-Achsen, die gemäß unseren Festsetzungen normiert sind, ganz allgemein der völlig analoge Satz wie auf Seite 576.

Falls die beliebigen u, v-Achsen mit einander vertauscht oder ihre positiven Richtungen anders festgelegt sind, ändert sich in dem Resultat nur in einfach zu übersehender Weise ev. das Vorzeichen der Strecke WP für das Zentrifugalmoment, worauf wir nicht näher einzugehen brauchen.

Auch sind alle übrigen Betrachtungen, die sich an den Trägheitskreis anknüpfen lassen, z. B. die Behandlung des involutorischen Büschels von „konjugierten u, v-Achsen“ durch O, d. h. der Paare von Achsen, für welche das Zentrifugalmoment verschwindet, in gleicher Weise auszuführen, wie es z. B. bei Müller-Breslau geschehen ist.

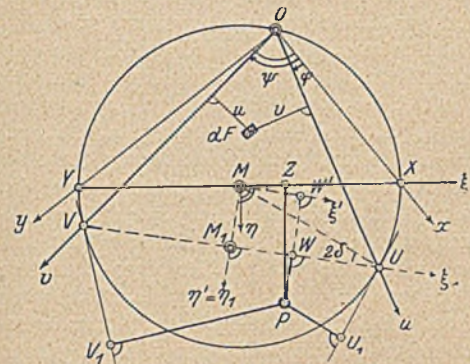


Abb. 3.

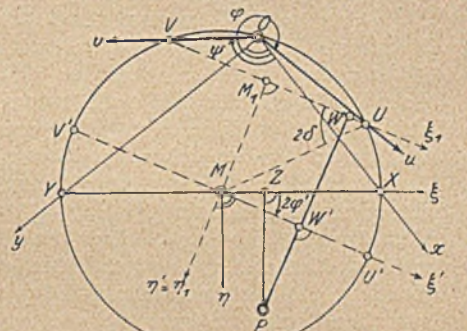


Abb. 4.

DER FREITRAGENDE, GERADE WERKSTEIN-TREPPENLAUF.

Von Dr.-Ing. Helmuth Friesecke.

Übersicht. Nach einer allgemeinen Betrachtung über das Kräftespiel in einem aus einzelnen Stufen bestehenden Treppenlaufe wird ein Doppelsystem algebraischer Gleichungen über die zwischen den Stufen auftretenden Kräfte aufgestellt und für 2 bzw. 3 Stufen gelöst. Hierbei wird der Weg zu dem entsprechenden, genaueren Doppelsystem simultaner Differentialgleichungen angedeutet. Es folgt die Beschreibung von vier größeren Versuchen an 2 Treppenläufen, die Angabe der hieraus zu ziehenden Folgerungen für die auf den unteren Treppenabsatz fortgepflanzte Last und einer hierauf gestützten einfachen Näherungsrechnung nebst Zahlenbeispiel. Den Schluß bilden einige Bemerkungen über Versuche.

1. Allgemeines.

Der Bau von Treppen aus einzelnen Werkstufen und die Herstellung dieser Stufen vollzieht sich im wesentlichen auf durchaus handwerksmäßiger Grundlage. Die durch sehr alte und zahlreiche Erfahrungen bewirkte Sicherheit bei allen Ausführungen ließ das Bedürfnis nach der Erkenntnis der statischen Vorgänge in einem solchen Treppenlaufe erst dann dringlicher werden, als die Herstellung von Treppenstufen aus bewehrtem Zementwerkstein in Anlehnung an die Eisenbetonbauweise aufkam und nunmehr die Behörden begannen, ihre beim Eisenbeton gewohnte Forderung nach rechnerischen Standfestigkeitsnachweisen auch auf diese Kunststieptreppen auszu dehnen.

Die neueren Versuche, das Kräftespiel in einem Treppenlaufe zu erfassen, sind spärlich und meist mit unzureichenden Mitteln unternommen; von den älteren kommt dagegen den Arbeiten des Baurats Hacker und des Österreichischen Architekten- und Ingenieurvereins eine wesentliche Bedeutung zu. Jener veröffentlichte im Jahre 1891 in der Zeitschrift des Architekten- und Ingenieurvereins zu Hannover, Heft 7, eine eingehende Darlegung der in Frage stehenden statischen Verhältnisse, die zwar ohne Zuhilfenahme ausgedehnter mathematischer Rüstzeuges oder größerer Versuche aufgestellt wurde, aber trotzdem in allen wesentlichen Punkten als zutreffend zu bezeichnen ist. Dieser faßte die Frage von der anderen, der versuchstechnischen Seite an¹⁾. Seinem Stiegenausschuß standen außer vier einzelnen Stufen vier Versuchstreppenläufe aus je zehn Stufen zur Verfügung, von denen drei aus österreichischem Naturgestein, der vierte aus Beton bestanden. Festzustellen war 1. das Festigkeitsverhältnis der Betonstufen zu den Naturstufen, 2. das Verhältnis der Bruchlasten einer einzelnen Stufe und einer Stufe im Lauf. Der Beton schnitt hier gegenüber dem Naturstein schlecht ab, da er unbewehrt war. Für unsere Zwecke kommt es auf das zweite Ergebnis an, nach dem eine Stufe im Lauf erheblich mehr Last aufnahm, als die entsprechende Einzelstufe. Die betreffenden Verhältnisse waren: 1,54:1, 2:1, 2,50:1. Als Mittel wurden 2:1 angenommen; hierdurch wird ausgesprochen, daß die eine Hälfte der auf einen Treppenlauf aufgetragenen Last auf den Treppenabsatz fortgepflanzt wird, die andere Hälfte in die Wand. Diese recht rohe Annahme, auf die bereits Hacker gekommen war, wurde in gewisser Beziehung den Berliner baupolizeilichen Bestimmungen zugrunde gelegt.

Die von einander stark abweichenden Lastverhältnisse, wie sie der Stiegenausschuß gefunden hat, deuten auf einen wenig übersichtlichen Spannungszustand hin. Dies wird sofort deutlich, wenn man beginnt, sich näher mit ihm zu beschäftigen. Um das Bild nicht von vornherein unnötig zu verwirren, beschränken wir uns auf den einfachen geraden Treppenlauf.

Die grundlegende Anschauung über die Verformung dieses Treppenlaufes unter einer gleichmäßig verteilten Belastung ergibt sich am einfachsten auf folgende Weise. Wir denken

uns den Stufenversatz zunächst durch Scharniere (Abb. 1) ersetzt. Dann entfernen wir die obere und die untere Stützung, bringen die Last auf und sehen, daß sich alle Stufen um dasselbe Maß durchbiegen. Werden jetzt die unterste und die oberste Stufe wieder auf die ursprüngliche Lage gehoben, so liegen die Schwerpunkte aller Querschnitte, welche durch einen beliebigen zur Wand gleichgerichteten Schnitt getroffen werden, auf einer Art Seillinie. Hieraus folgt unmittelbar, daß von der Laufmitte ausgehend nach oben und nach unten die Durchbiegung abnimmt, während die Verdrehung wächst.

Diese Beobachtung würde in vollem Umfange zutreffen, wenn in den Fugen ebensowohl Zug- als Druckkräfte übertragen werden könnten. Bei einer sorgfältigen Ausfugung mit fettem Zementmörtel wird dies allerdings in gewissem Grade der Fall sein; immerhin wird man aber hierauf nicht

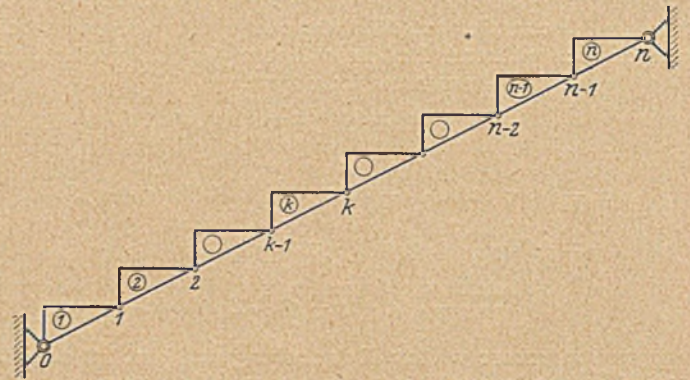


Abb. 1. Statisches Schema eines Treppenlaufes.

in dem Maße zählen können, um diesen Zustand der Berechnung zugrunde zu legen. Andererseits dürfte die zweite Möglichkeit, daß die Fugen überhaupt keine Zugspannungen aufnehmen, auch nicht mit der Wirklichkeit übereinstimmen. Der tatsächliche Zwischenzustand ist mathematisch kaum zugänglich; deshalb wird es angebracht sein, die beiden angedeuteten Möglichkeiten als Grenzfälle aufzufassen, welche alle wirklichen Zustände einschließen, und den ungünstigeren dieser Grenzfälle der Rechnung zugrunde zu legen.

Vergegenwärtigen wir uns weitergehend die Form des Versatzes und unsere Annahme, daß die Treppenabsätze starr seien, so ergibt sich aus der eben festgestellten allgemeinen Form der Biegungsfläche des Treppenlaufes, daß an der Unterseite die Fugen in Laufmitte zu klaffen streben, während sie unmittelbar an den Absätzen fest zusammengedrückt sind. Hieraus sind zwei Folgerungen zu ziehen.

Erstens: Die Mittelkraft der Fugenspannungen ändert von Stufe zu Stufe ihre Lage. In Laufmitte befindet sie sich ziemlich nahe an der Vorderkante der oberen Stufe, in der Nähe der Treppenabsätze rückt sie mehr und mehr über eine gewisse Mittellage hinweg gegen die untere Grenze der Fuge vor.

Zweitens: Durch die Anpressung des schrägen Teiles der untersten und — solange Zugspannungen in den Fugen übertragen werden — auch der obersten Fuge an den Treppenabsatz wird eine Drehung der anschließenden Stufen nur insoweit möglich, als es ihre Querdehnung erlaubt und sie sich etwa von ihren Widerlagern abziehen können. Es leuchtet ein, daß durch diesen Vorgang, welcher sich u. U. auch bei den nächstfolgenden Stufen wiederholen kann, die Steifigkeit des ganzen Laufes recht erheblich vermehrt wird.

Beide Feststellungen stehen wiederum einer rechnerischen Erfassung des statischen Zusammenhanges hindernd im Wege. Die erste vereinfachen wir zu der Annahme, daß die Fugenkraft

¹⁾ Vgl. Zeitschrift des Österreichischen Architekten- und Ingenieurvereins 1896, S. 181 ff.

sich überall in der erwähnten Mittellage befinde. Als diese wählen wir mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit den Fugenknickepunkt. Die zweite könnte man bei der Rechnung durch Einführung von Koeffizienten berücksichtigen. Der Einfluß, den diese Versatzsteifigkeit, wie wir sie nennen wollen, ausübt, ist besonders bei dem heute üblichen kleinen Versatz nicht hoch einzuschätzen; wir wollen ihn daher vernachlässigen, um so mehr, als er in günstigem Sinne auf die Standfestigkeit einwirkt, und wollen annehmen, daß die Querdehnungen der Stufen hinreichend groß seien, um eine ihrer senkrechten und wagerechten Verschiebung entsprechende Verdrehung zuzulassen.

Bei dieser Betrachtung haben wir nur einen einzigen Längsschnitt durch den Treppenlauf im Auge gehabt, welcher die Stufenquerschnitte enthält, wir haben nichts ausgesagt über die Verteilung der Kräfte in der Längsrichtung der Fugen. Hierbei weisen Anschauung, Versuch und Rechnung übereinstimmend darauf hin²⁾, daß die Spannungen sich in der Nähe der Einbindung und am freien Ende der Stufe zusammendrängen. Betrachten wir die unterste Stufe im Laufe und die auf sie nach oben folgenden, so sehen wir: Nach oben nimmt die Durchbiegung zu, die Verdrehung ab. Da nun jedenfalls an den freien Enden Berührung stattfindet, wobei die größere Durchbiegung der oberen Stufe durch die größere Drillung der unteren wettgemacht wird, die Drillungslinie aber kaum von einer Geraden abweicht, so folgt, daß zwei aufeinanderfolgende Stufen wegen der Krümmung der Biegungslinie das Bestreben haben werden, sich in der Mitte der Fugen von einander zu trennen. Deshalb erscheint es zulässig, für die Zwecke der Berechnung anzunehmen, daß die Kräfte, welche sich auf der Laufbelastung auf die Treppenabsätze fortpflanzen, als Einzelkräfte am freien Ende auftreten, indem man von den Spannungen längs der Fugen und in der Nähe der Einbindung wegen ihres geringen Einflusses auf das Kräftespiel und die Verformung ganz absieht.

Wenn wir uns so den Verformungsvorgang eines Treppenlaufes vorstellig zu machen versuchen, werden wir gewahr, wie noch zwei weitere Einflüsse wirksam werden, nämlich die größere oder geringere Steifigkeit der Absätze, welche den Lauf oben und unten abschließen, und die Nachgiebigkeit der Einspannung³⁾. Man sieht sofort, je steifer die Absätze, je nachgiebiger die Einspannung, um so größer ist der Lastanteil, welcher sich auf jene fortpflanzt. Um die Rechnung nicht zu sehr zu erschweren, empfiehlt es sich, die Absätze als starr anzunehmen, und die Nachgiebigkeit der Einspannung derart zu berücksichtigen, daß man die freie Länge der Stufen um die halbe Einbindungstiefe vergrößert und sodann mit starrer Einspannung rechnet.

Die verspannende Wirkung des Versatzes außer Acht lassen, heißt rechnerisch den Absatz entlasten, seine Nachgiebigkeit vernachlässigen, heißt ihn belasten; beide Vereinfachungen wirken gegeneinander und die eintretenden Fehler werden sich teilweise aufheben.

II. Aufstellung und allgemeine Lösung der Gleichungsreihen für einen Treppenlauf.

An Hand der dargelegten allgemeinen Anschauungen sind wir jetzt imstande, eine Doppelreihe von Gleichungen für einen

Lauf von n Stufen aufzustellen, dessen Lösung mit den erörterten allgemeinen Einschränkungen die wesentlichen Beanspruchungen aller Stufen vollständig liefert.

Es bezeichnen:

J_s und J_w die Trägheitsmomente des Stufenquerschnitts für die senkrechte und wagerechte Achse³⁾
 J_d das Trägheitsmoment gegenüber Drehung⁴⁾,
 E die Dehnungszahl } des als gleichartig gedachten Stufenbaustoffs;
 G die Schubzahl }

ferner nach Abb. 30:

η u. ξ . . . die senkrechten bzw. wagerechten Verschiebungen } beides am freien Ende gemessen,
 ε die Verdrehung der Stufen, }

a u. b . . . } die wagerechten bzw. senkrechten Abstände der Fugenknickepunkte vom Schwerpunkte der zugehörigen Stufe,
 bzw. a' u. b' . . }

δ_s bzw. δ'_s die senkrechten } Verschiebungen des oberen bzw. unteren Treppenabsatzes.
 δ_w „ δ'_w die wagerechten }

Wir setzen als positiv ein (vgl. Abb. 4):

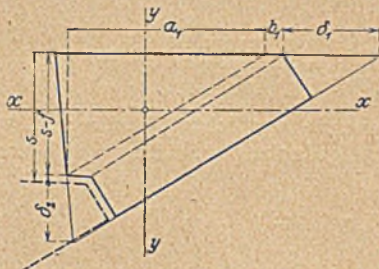


Abb. 2.

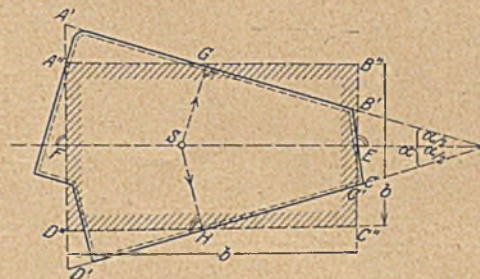


Abb. 3.

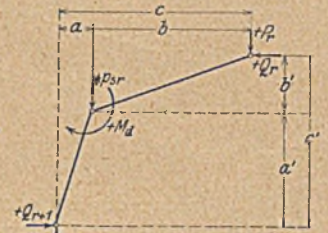


Abb. 4.

1. Druckkräfte in den Fugen;
2. Senkungen; wagerechte Bewegungen vom unteren Absatz fort, im Falle der Zeichnung also nach rechts; Rechtsdrehung der Stufe, vom freien Ende aus gesehen.

Nach Abb. 5 u. 6 ergibt sich folgender Ansatz der Grundgleichungen:

$$\begin{aligned} \eta_1 &= \varepsilon_1 a + \delta_s P_0 \\ \eta_2 &= \varepsilon_1 c + \varepsilon_2 a \\ \eta_3 &= (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) c + \varepsilon_3 a \\ &\vdots \\ \eta_r &= (\varepsilon_1 + \dots + \varepsilon_{r-1}) c + \varepsilon_r a \end{aligned} \quad \dots \dots (1)$$

$$\eta_n = (\varepsilon_1 + \dots + \varepsilon_{n-1}) c + \varepsilon_n a + \delta'_s P_n,$$

oder: $\eta_n = \varepsilon_n b + \delta'_s P_n$

³⁾ In des Verfassers Dissertation sind über diese Trägheitsmomente ausführliche Ermittlungen angestellt, auf Grund deren als Näherungsformeln vorgeschlagen werden:

$$J_x = \frac{1}{36} \left(a_1 + b_1 + \frac{2}{3} \delta_1 \right) \left(s - f + \frac{2}{3} \delta_3 \right)^3 = J_s$$

$$J_y = \frac{1}{32} \left(a_1 + b_1 + \frac{2}{3} \delta_1 \right)^3 \left(s - f + \frac{2}{3} \delta_2 \right) = J_w$$

Über die Bedeutung der Buchstaben vgl. Abb. 2.

⁴⁾ Dgl. enthält diese Dissertation eine eingehende Behandlung dieser Trägheitsmomente an Hand des Prandtl'schen Spannungshügels und des Marcusschen elastischen Gewebes. Danach ist es zulässig, die bekannte Formel für das Rechteck $W_d = 0,222 a^2 b$ auf den Stufenquerschnitt anzuwenden, welchen man in ein inhaltgleiches Trapez A''B''C''D'' und dieses nach Bach in ein Rechteck A'B'C'D' verwandelt. Hierbei ist nach Anweisung von Abb. 3 zu verfahren. Man kann näherungsweise setzen: $J_d = 165 W_d$.

²⁾ Vgl. die ausführlichen Angaben hierüber in meiner Dissertation über denselben Gegenstand.

$$\begin{aligned} \xi_1 &= \varepsilon_1 a' + \delta_w Q_0 \\ \xi_2 &= \varepsilon_1 c' + \varepsilon_2 a' \\ \xi_3 &= (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) c' + \varepsilon_3 a' \\ &\vdots \\ \xi_r &= (\varepsilon_1 + \dots + \varepsilon_{r-1}) c' + \varepsilon_r a' \\ &\vdots \\ \xi_n &= (\varepsilon_1 + \dots + \varepsilon_{n-1}) c' + \varepsilon_n a' + \delta'_w Q_n \end{aligned} \quad \dots \dots (1a)$$

oder:

$$\xi_n = \varepsilon_n b' + \delta'_w Q_w$$

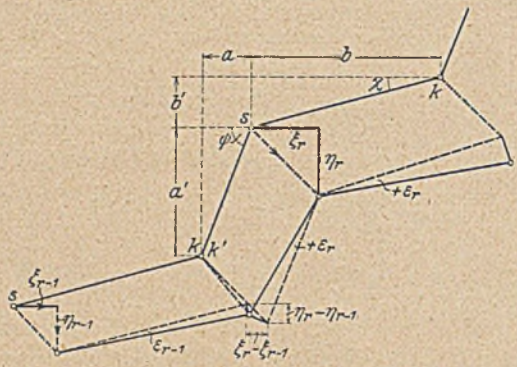


Abb. 5.

Wir bilden die Differenzen je zweier aufeinanderfolgender Gleichungen beider Gleichungsreihen und erhalten:

$$\begin{aligned} \eta_1 &= \varepsilon_1 a + \delta_s P_0 \\ \eta_2 - \eta_1 &= \varepsilon_1 (c - a) + \varepsilon_2 a - \delta_s P_0 \\ \eta_3 - \eta_2 &= \varepsilon_2 (c - a) + \varepsilon_3 a \\ &\vdots \\ \eta_r - \eta_{r-1} &= \varepsilon_{r-1} (c - a) + \varepsilon_r a \\ &\vdots \\ \eta_n - \eta_{n-1} &= \varepsilon_{n-1} (c - a) + \varepsilon_n a, \end{aligned} \quad (2)$$

oder:

$$\eta_n - \eta_{n-1} = \varepsilon_n b - (\varepsilon_1 + \dots + \varepsilon_{n-2}) c - \varepsilon_{n-1} a + \delta_s P_n$$

$$\begin{aligned} \xi_1 &= \varepsilon_1 a' + \delta_w Q_0 \\ \xi_2 - \xi_1 &= \varepsilon_1 (c' - a') + \varepsilon_2 a' - \delta_w Q_0 \\ \xi_3 - \xi_2 &= \varepsilon_2 (c' - a') + \varepsilon_3 a' \\ &\vdots \\ \xi_r - \xi_{r-1} &= \varepsilon_{r-1} (c' - a') + \varepsilon_r a' \\ &\vdots \\ \xi_n - \xi_{n-1} &= \varepsilon_{n-1} (c' - a') + \varepsilon_n a' \end{aligned} \quad (2a)$$

oder:

$$\xi_n - \xi_{n-1} = \varepsilon_n b' - (\varepsilon_1 + \dots + \varepsilon_{n-2}) c' - \varepsilon_{n-1} a' + \delta'_w Q_n$$

Im allgemeinen Fall: Berücksichtigung der Druckverteilung längs der Stufenfuge, werden diese Gleichungen viermal differenziert und die Werte für die vierten Differentialquotienten $\frac{d^4 \eta}{dx^4}$, $\frac{d^4 \xi}{dx^4}$ und $\frac{d^4 \varepsilon}{dx^4}$ ⁵⁾ nämlich:

$$\frac{P_s + P_r - P_{r-1}}{E J_s}, \frac{q_{r-1} - q_r}{E J_w}$$

und $\frac{1}{G J_d} \left(a \frac{d^3 P_{r-1}}{dx^3} + b \frac{d^3 P_r}{dx^3} - a' \frac{d^3 q_{r-1}}{dx^3} - b' \frac{d^3 q_r}{dx^3} \right)$

eingesetzt: Hieraus ergeben sich zwei Systeme simultaner Differentialgleichungen, über deren weitere Behandlung in des Verfassers Dissertation das Nähere zu ersehen ist.

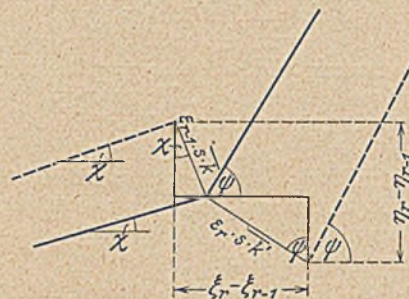


Abb. 6.

Im vorliegenden Fall: Die Fugenkräfte, welche am freien Stufenende verdichtet auftreten, werden hier als Einzelkraft gedacht, erhalten wir zunächst:

$$\begin{aligned} E J_s \eta_r &= P_r \frac{l^4}{8} + (P_r - P_{r-1}) \frac{l^3}{3} \\ E J_s \eta_{r-1} &= P_{r-1} \frac{l^4}{8} + (P_{r-1} - P_{r-2}) \frac{l^3}{3} \\ E J_s (\eta_r - \eta_{r-1}) &= (P_r - P_{r-1}) \frac{l^4}{8} + (P_r - 2P_{r-1} + P_{r-2}) \frac{l^3}{3} \end{aligned}$$

Um eine umfassendere Bedeutung des Gleichungssystems zu erzielen, führen wir in Verfolgung des Gedankens, daß die Fugenkräfte längs der Stufe keine Rolle spielen, für die gleichmäßig verteilte Last p_r eine Ersatzkraft P_{sr} am freien Ende ein, welche dort dieselbe Durchbiegung zuwege bringt, wie p_r . Sie ist erklärt durch die Gleichung:

$$p_r \frac{l^4}{8} = P_{sr} \frac{l^3}{3}, \text{ woraus } P_{sr} = \frac{3}{8} p_r l. \dots \dots (3)$$

Würden wir jetzt bei der üblichen Einführung einer für alle Stufen gleichmäßigen Belastung P_s die Differenzen $\eta_r - \eta_{r-1}$ bilden, so fielen diese Größen P_s bei allen mittleren Gleichungen fort. Hierdurch verlören die Gleichungen ihren Sinn; deshalb müssen wir ihre Doppelreihe aufspalten, indem wir

- einmal die ungeraden Stufen,
- ein zweites Mal die geraden Stufen belasten und die Ergebnisse zusammenfassen.

Weiterhin erhalten wir:

$$\begin{aligned} E J_w \xi_r &= (Q_{r-1} - Q_r) \frac{l^3}{3} \\ E J_w \xi_{r-1} &= (Q_{r-2} - Q_{r-1}) \frac{l^3}{3} \\ &\dots \dots \dots \\ E J_w (\xi_r - \xi_{r-1}) &= (2Q_{r-1} - Q_r - Q_{r-2}) \frac{l^3}{3} \end{aligned}$$

und $\varepsilon_r = \frac{1}{G J_d} (P_{r-1} a + P_r b - Q_{r-1} a' - Q_r b')$

⁵⁾ Bekanntlich ist:

$$\varepsilon = \int_0^l d\vartheta = \frac{1}{G J_d} \int_0^l dM_d = \frac{1}{G J_d} \int_0^l (a p_{r-1} + b p_r - a' q_{r-1} - b' q_r) dx$$

Damit erhalten wir, indem wir beide Gleichungssysteme der Einfachheit halber zusammenschreiben und nur durch P_{s_1} und P_{s_2} unterscheiden:

$$\begin{aligned} \frac{1^3}{3 E J_s} (P_{s_1} + P_1 - P_0) - \delta_s P_0 &= \frac{1}{G J_d} (P_0 a^2 + P_1 a b - Q_0 a a' - Q_1 a b') \\ \frac{1^3}{3 E J_s} (P_{s_2} - P_{s_1} + P_2 - 2 P_1 + P_0) + \delta_s P_0 &= \frac{1}{G J_d} [P_0 a b + P_1 (a^2 + b^2) + P_2 a b - Q_0 a' b - Q_1 (a a' + b b') - Q_2 a b'] \\ \frac{1^3}{3 E J_s} (P_{s_3} - P_{s_2} + P_3 - 2 P_2 + P_1) &= \frac{1}{G J_d} [P_1 a b + P_2 (a^2 + b^2) + P_3 a b - Q_1 a' b - Q_2 (a a' + b b') - Q_3 a b'] \\ &\vdots \\ \frac{1^3}{3 E J_s} (P_s - P_{s_1} + P_r - 2 P_{r-1} + P_{r-2}) &= \frac{1}{G J_d} [P_{r-2} a b + P_{r-1} (a^2 + b^2) + P_r a b - Q_{r-2} a' b' - Q_{r-1} (a a' + b b') - Q_r a b'] \end{aligned} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \frac{1^3}{3 E J_s} (P_s - P_s - 2 P_{n-1} + P_{n-2}) - \delta'_s P_n &= \frac{1}{G J_d} [P_{n-2} a b + P_{n-1} (a^2 + b^2) - Q_{n-2} a' b - Q_{n-1} (a a' + b b')] \\ \text{oder: } \frac{1^3}{3 E J_s} (P_s - P_s + P_n - 2 P_{n-1} + P_{n-2}) - \delta'_s P_n &= \frac{1}{G J_d} [P_n b^2 - Q_{n-1} a' b - Q_n b b' - P_{n-2} a^2 + Q_{n-2} a a' + Q_{n-1} a b' \\ &\quad - a c \sum_0^{n-3} P - b c \sum_1^{n-2} P + a' c \sum_0^{n-3} Q + b' c \sum_1^{n-2} Q] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1^3}{3 E J_w} (Q_0 - Q_1) - \delta_w Q_0 &= \frac{1}{G J_d} (P_0 a a' + P_1 a' b - Q_0 a'^2 - Q_1 a' b') \\ \frac{1^3}{3 E J_w} (2 Q_1 - Q_2 - Q_0) + \delta_w Q_0 &= \frac{1}{G J_d} [P_0 a b' + P_1 (a a' + b b') + P_2 a' b - Q_0 a' b' - Q_1 (a'^2 + b'^2) - Q_2 a' b'] \\ &\vdots \\ \frac{1^3}{3 E J_w} (2 Q_{r-1} - Q_r - Q_{r-2}) &= \frac{1}{G J_d} [P_{r-2} a b' + P_{r-1} (a a' + b b') + P_r a' b - Q_{r-2} a' b' - Q_{r-1} (a'^2 + b'^2) - Q_r a' b'] \\ &\vdots \\ \frac{1^3}{3 E J_w} (2 Q_{n-1} - Q_n) &= \frac{1}{G J_d} [P_{n-2} a b' + P_{n-1} (a a' + b b') - Q_{n-2} a' b' - Q_{n-1} (a'^2 + b'^2)] \\ \text{oder: } \frac{1^3}{3 E J_w} (2 Q_{n-1} - Q_n - Q_{n-2}) - \delta'_w Q_n &= \frac{1}{G J_d} [P_{n-1} (a b' - a' b) + P_n b b' - P_{n-2} a a' - Q_n b'^2 + Q_{n-2} a'^2 \\ &\quad - a c' \sum_0^{n-3} P - b c' \sum_1^{n-2} P + a' c' \sum_0^{n-3} Q + b' c' \sum_1^{n-2} Q] \end{aligned} \quad (4a)$$

III. Zahlenbeispiel für die Lösung der Gleichungsreihen.

In die Gleichungen (4) und (4a) führen wir als Zahlenwerte diejenigen ein, welche den späterhin besonders zu behandelnden Versuchstreppenläufen entsprechen:

- | | | |
|---|---|--|
| a = 12,4 cm | b = 16,3 | c = 28,7 |
| a' = 9,2 | b' = 8,5 | c' = 17,7 |
| G = 129 000 kg/cm ² | E = 362 000 kg/cm ² | |
| J _s = 15 500 cm ⁴ | J _w = 36 700 cm ⁴ | J _d = 321 300 cm ⁴ |

Die freitragende Länge betrug 1,60 m, die Einspannungslänge durchweg 0,25 m. Um nun der Nachgiebigkeit des Mauerwerks Rechnung zu tragen, setzen wir in die Gleichungen, welche ja auf dem Verformungsvorgang aufgebaut sind, diejenige Stufenlänge ein, welche sich aus der freitragenden Länge und der halben Einbindungstiefe zusammensetzt. Wir legen dabei die Annahme zugrunde, daß der Drehpunkt der Stufe im Mauerwerk in der Nähe des Mittelpunktes der Einbindung liegt. Es sei bemerkt, daß in Gl. (3) die unveränderte freitragende Länge einzuführen ist.

Ohne die Ausrechnung der Gleichungen zu sehr zu erschweren, kann man in das Zahlenglied entweder die Belastung oder die Stufenlänge oder die δ -Werte aufnehmen. Im Anschluß an unsere Versuche wählen wir das erste und nehmen die Absätze als starr an.

1. Gleichungsreihe für 2 Stufen ohne oberen Absatz Reihe 1, Stufe 1 belastet.

- a) 73 269,806 ($P_s + P_1 - P_0$) = 153,76 P_0 + 202,12 P_1 - 114,08 Q_0 - 105,40 Q_1
- b) 73 269,806 ($-P_s - 2 P_1 + P_0$) = 202,12 P_0 + 419,45 P_1 - 149,96 Q_0 - 252,63 Q_1
- c) 30 944,516 ($Q_0 - Q_1$) = 114,08 P_0 + 149,96 P_1 - 84,64 Q_0 - 78,20 Q_1
- d) 30 944,516 ($2 Q_1 - Q_0$) = 105,40 P_0 + 252,63 P_1 - 78,20 Q_0 - 156,89 Q_1

Reihe 2, Stufe 2 belastet.

- a) 73 269,806 ($P_1 - P_0$) = 153,76 P_0 + 202,12 P_1 - 114,08 Q_0 - 105,40 Q_1
- b) 73 269,806 ($P_s - 2 P_1 + P_0$) = 202,12 P_0 + 419,45 P_1 - 149,96 Q_0 - 252,63 Q_1
- c) 30 944,516 ($Q_0 - Q_1$) = 114,08 P_0 + 149,96 P_1 - 84,64 Q_0 - 78,20 Q_1
- d) 30 944,516 ($2 Q_1 - Q_0$) = 105,40 P_0 + 252,63 P_1 - 78,20 Q_0 - 156,89 Q_1

Die Auflösung dieser Gleichungen ergibt durch Zusammenzählung der Werte aus beiden Reihen:

$$\begin{aligned} P_0 + 1,976 652 P & & Q_0 = 0,018 869 P \\ P_1 + 0,982 175 P & & Q_1 = 0,006 896 P \end{aligned}$$

2. Gleichungsreihe für 3 Stufen ohne oberen Absatz.

Die Gleichungen der Reihe 1 (Stufen 1 und 3 belastet) unterscheiden sich von denen der Reihe 2 (Stufe 2 belastet) nur durch die Werte P in den Gl. a, b und c; deshalb werden die zugehörigen Klammerausdrücke in eckigen Klammern unter die

- e) $73\,269,806 (P - 2P_2 + P_1)$
 $= 202,12 P_1 + 419,45 P_2 - 149,96 Q_1 - 252,63 Q_2$
 $[- P - 2P_2 + P_1]$
- c) $30\,944,516 (Q_0 - Q_1) = 114,08 P + 114,96 P_1 - 84,64 Q_0 - 78,20 Q_1$
- d) $30\,944,516 (2 Q_1 - Q_2 - Q_0) = 105,40 P_0 + 252,63 P_1$
 $+ 149,96 P_2 - 78,20 Q_0 - 156,89 Q_1 - 78,20 Q_2$
- f) $30\,944,516 (2 Q_2 - Q_1)$
 $= 105,40 P_1 + 252,63 P_2 - 78,20 Q_0 - 156,89 Q_2$

Wir erhalten wie oben die Werte:

$$\begin{aligned} P_0 &= + 2,912\,928 P & Q_0 &= 0,069\,297 P \\ P_1 &= + 1,924\,170 P & Q_1 &= 0,049\,548 P \\ P_2 &= + 0,956\,771 P & Q_2 &= 0,016\,481 P \end{aligned}$$

Aus Gleichung (3) ergibt sich:

$$P_s = \frac{3}{8} p \cdot 172,5 = 64,6 p$$

Bei einer Belastung nach den Vorschriften der Berliner Baupolizei von 1000 kg/m² ergibt sich:

$$p = \frac{1000 \cdot 0,26 \cdot 1,60}{160} = 2,6 \text{ kg/cm und } P_s = 168,0 \text{ kg,}$$

demnach wird die auf den starren Absatz fortgepflanzte Last P₀ bei

$$\begin{aligned} 2 \text{ Stufen} &= 332 \text{ kg} \\ 3 \text{ „} &= 489 \text{ kg} \end{aligned}$$

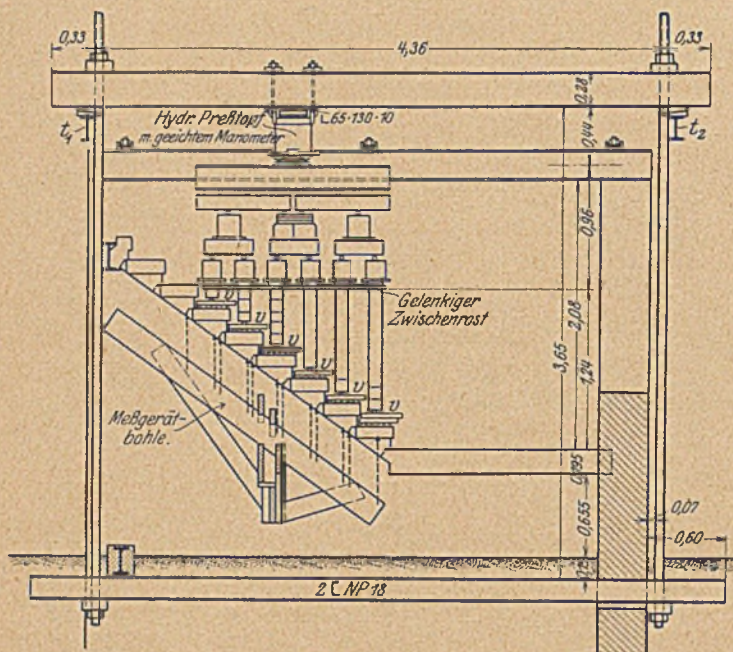


Abb. 7. Ansicht der Versuchsanordnung.

entsprechenden der Reihe 1 gesetzt. Beim Rechnen empfiehlt es sich, beide Reihen gleichzeitig zu behandeln und nur die verschiedenen P-Zahlenwerte für jede Reihe in eine besondere Spalte zu schreiben.

- a) $73\,269,806 (P_s + P_1 - P_0)$
 $= 153,76 P_0 + 202,12 P_1 - 114,08 Q_0 - 105,40 Q_1$
 $[P_1 - P_0]$
- b) $73\,269,806 (-P_s + P_2 - 2P_1 + P_0) = 202,12 P_0 + 419,45 P_1$
 $+ 202,12 P_2 - 149,96 Q_0 - 252,63 Q_1 - 105,40 Q_2$
 $[P_s + P_2 - 2P_1 + P_0]$

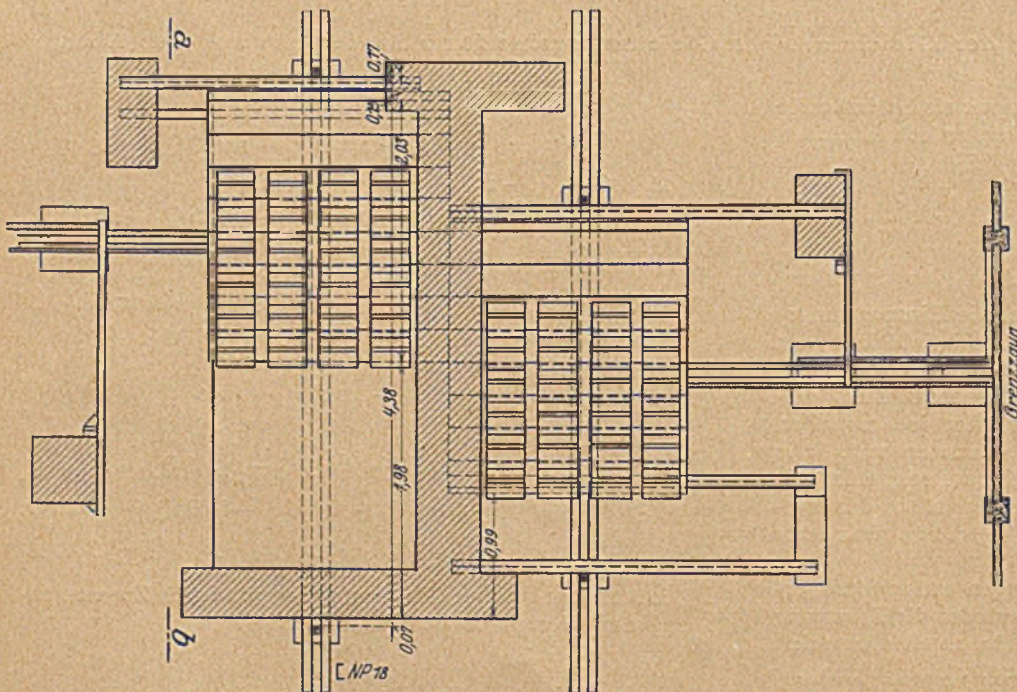


Abb. 8. Grundriß der Versuchsanordnung.

IV. Versuche.

Die Firma Gebr. Friesecke hatte 2 im Jahre 1913 angefertigte Treppenläufe zur Verfügung gestellt, deren einer auf einem unteren Treppenabsatz aufruhete (Lauf A), während der andere freischwebend angeordnet war (Lauf B). Beide Läufe bestanden aus je 8 gleichen Stufen. Sämtliche Stufen und der Absatz waren im Mischungsverhältnis 1:4 hergestellt. Ihr Aufbau und die Versuchsanordnung sind aus den Abb. 7 und 8 in den Hauptzügen zu erkennen. Zwei obere, zwei untere Träger bilden im Verein mit zwei Zugstangen einen Rahmen, gegen den sich bei Belastung des Laufes der Preßtopf abstützt und der selbst im Mauerwerk bzw. unter einem fest verankerten Eisenbetonkörper seinen Gegenhalt findet. Unangespannt liegt der Oberträger auf zwei Querträgern t₁ und t₂, welche die Holme zweier Böcke bilden. Die Meßgeräte — es fanden bis zu 40 Geräten gleichzeitig Verwendung — verdankte der Verfasser dem Entgegenkommen des Staatlichen Materialprüfungsamtes in Dahlem und des Lehrstuhles für Statik der Baukonstruktion an der Technischen Hochschule Berlin.

Ursprünglich war daran gedacht, beide Treppenläufe bis zum Bruch zu belasten und aus dem einfachen Vergleich ihrer Tragfähigkeiten den Lastanteil zu bestimmen, welcher auf die Stufen bzw. den Absatz entfiel. Jetzt sollte ein möglichst weitgehender Aufschluß über das statische Verhalten eines Treppenlaufes überhaupt gewonnen werden. Zu diesem Zwecke wurden an dem Lauf A zwei Versuche 1 a und 1 b nacheinander vorgenommen. Beim ersten, der nur bis zum Erscheinen der ersten Risse in der Nähe der Fugen fortgesetzt wurde, war der Absatz möglichst starr unterstützt, beim zweiten,

der bis zum Bruch des Treppenlaufes führte, war die Unterstützung wieder entfernt. Lauf B sollte den Einfluß eines oberen Absatzes zeigen; zu diesem Behufe erhielt er unten eine starre Unterstützung und es wurden die beiden Träger, welche ihn oben und unten begrenzten, durch zwei flachliegende C-Schienen verbunden; in der Annahme, daß die Widerstände zweier Absätze annähernd in die Laufrichtung fallen und solcher Gestalt durch eine zugfeste Verbindung ersetzt werden können. Auch dieser Lauf diente zu zwei Versuchen (2 a und 2 b), jedoch mit unveränderter Versuchsanordnung.

Um die Dehnungszahl E und die Schaubzahl G des als gleichartig gedachten Stufenquerschnittes bestimmen zu können, wurden bei beiden Läufen die obersten zwei Stufen nicht belastet, um sie nach Entfernung der nächstunteren Stufen für Einzelversuche zur Verfügung zu haben. Hierbei ergab sich, daß sowohl E als G bei wachsender Belastung abnahmen,

und zwar E bei einem Moment von 2270 cmkg bis 12040 cmkg von 365 000 kg/cm² bis auf 292000 kg/cm²,

ganz entsprechend G bei einem Drehmoment von 3630 cmkg bis 87 120 cmkg von 133 000 kg/cm² bis auf 119 200 kg/cm².

Hierzu sei bemerkt, daß der Stufenquerschnitt $\frac{18}{26} | \frac{3}{7}$ (18 cm Steigung, 26 cm Auftritt, 3 cm wagerechter Versatz an der oberen Stufe, 7 cm schräger Versatz an der unteren Stufe) ein $J_s = 15\ 000\ \text{cm}^4$, ein $W_s = \frac{15\ 000}{12,4} = 1240\ \text{cm}^3$ und ein $W_d = 2280\ \text{cm}^3$ aufweist.

Der Kürze halber seien an dieser Stelle nur die ausgeglichenen Biegungslinien vom Versuch 1 a auf Abb. 9 wiedergegeben⁶⁾. Aus diesem ist auch die Lage der Meßgeräte an den lateinischen Ziffern zu erkennen.

Der Bruch wurde an beiden Treppenläufen durch offensichtliche Drillungsrisse herbeigeführt. Vgl. hierzu die Abb. 10. Ihre Wirkung überwog besonders am Lauf B so stark, daß sich hier weder während noch nach der Belastung Biegungsrisse an den Stufen feststellen ließen. Bereits längere Zeit vor dem Bruch traten zwischen den Stufen Risse auf, deren Lage sich als unabhängig vom Verlauf der Fuge erwies. Hieraus könnte man schließen, daß eine sorgfältige Verfüguung eine feste Verbindung der einzelnen Stufen miteinander zu bewirken vermag. Bemerket sei noch, daß die Bruchsicherheit des Laufes A eine 12,2 fache, des Laufes B eine 11,4 fache war.

V. Folgerungen.

a) Allgemeiner Art.

Die Ausführungen des Abschnittes I enthalten bereits einen Teil der aus Versuchen und Rechnungsergebnissen zu ziehenden Folgerungen.

Das statische Verhalten eines Treppenlaufes ist, kurz ausgedrückt, bedingt durch vier Hauptinflüsse: den Dreh- und Biegungswiderstand der Stufen — dieser ist sowohl in senkrechter, wie in wagerechter Richtung in Betracht zu ziehen —, die Art der Einspannung, die Ausbildung und Stärke des Stufenversatzes sowie die Steifigkeit des oberen und unteren Treppenabsatzes. Das Zusammenwirken dieser vier „Steifigkeiten“ ist aber nicht nur von der baulichen Durchbildung der Treppe, sondern auch von ihrem Belastungszustande ab-

hängig. Die Verformungen unter der Nutzlast der baupolizeilichen Bestimmungen zeigen noch nicht den festgestellten, im ganzen parabelförmigen Verlauf und sind überdies verschwindend klein. Hieraus ist zu schließen, daß der kräftige Versatz der Versuchstreppe zunächst Biegung und Drehung der Stufen hintanhalt und den größten Teil der Last in die Treppenabsätze ableitete. Mit allmählich ansteigender Belastung begann die Quersammenpressung der Stufen wirksam zu werden, in den Fugen traten gewisse Zerstörungserscheinungen auf, und damit erhielten die Stufen mehr und mehr Raum, sich durchzubiegen und zu verdrehen: der auf sie entfallende Lastanteil nahm gegen den des Absatzes allmählich zu.

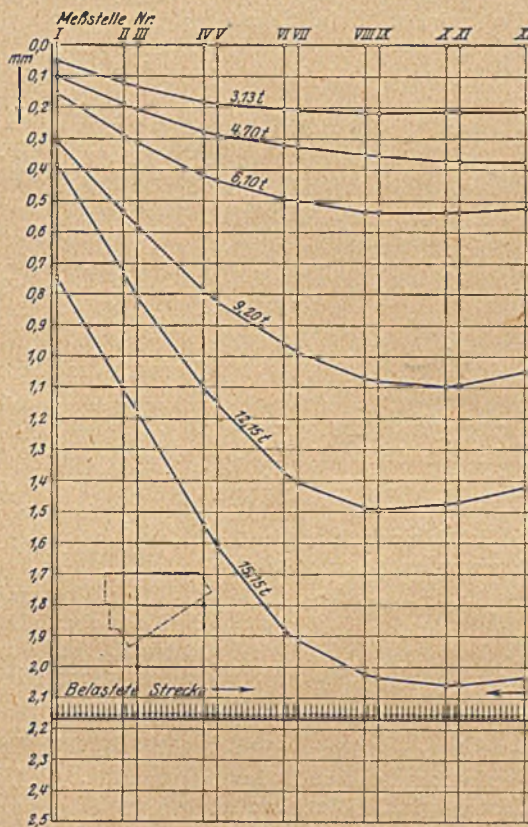


Abb. 9. Biegungslinien eines Treppenlaufes.

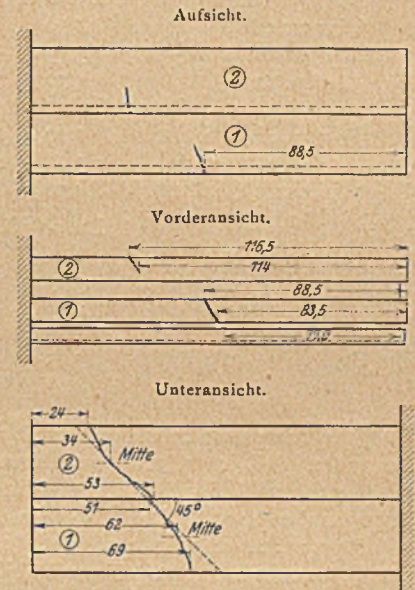


Abb. 10. Bruchriß an Lauf B.

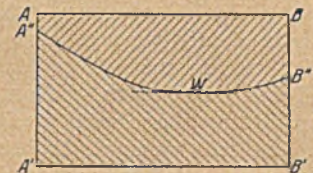


Abb. 11.

Damit haben wir bereits die Kernfrage, von der alle Treppenuntersuchungen bisher ausgingen, grundsätzlich erledigt. Über die Größe dieses Anteiles ist überaus schwer etwas auszusagen. Auf Grund der ausgeglichenen Senkungslinien der Stufenköpfe im Vergleich zu den Senkungen des freien Endes einer einzelnen Stufe hat der Verfasser versucht, für einige Laststufen dieses Verhältnis zahlenmäßig festzulegen. Man kann nämlich voraussetzen, daß die Gestalt der Stufenkopfsenkungslinien auch für alle mit ihnen gleichgerichteten Senkungslinien in entsprechenden Schnitten durch den Treppenlauf gilt. Da ferner die Durchbiegung eine Funktion der Belastung ist, so kann man aus der Größe der Durchbiegungen auf die Größe der Belastungen bzw. der Lastanteile schließen. Wenn dann (vgl. Abb. 11) A''B'' eine der auf dem Blatt 11 b dargestellten Stufenkopfsenkungslinien, A'B', dagegen eine Senkungslinie ist, wie sie sich ohne die Stützung durch den Treppenabsatz ergeben würden, so sind offenbar die Flächen ABB''A'', A''B''B'A' nacheinander verhältnismäßig der gesamten Treppenbelastung, dem Lastanteil der Stufen, dem Lastanteil des Absatzes.

Dies würde vollständig gelten, wenn durchgängig das Verhältnis zwischen Durchbiegung und Belastung dasselbe wäre. Nun wachsen aber die Durchbiegungen schneller als die Belastungen; daher sind die für die Einzelstufen eingeführten Vergleichsdurchbiegungen, da sie einer größeren

⁶⁾ Ausführliche Zahlentafeln enthält die Dissertation des Verfassers, sämtliche zeichnerische Unterlagen befinden sich im Besitz der Technischen Hochschule Dresden.

Man kann also die Proportion ansetzen:

$$Q : Q_p : Q_{st} = f m a : [f m a - F - \eta_p m a] : [F + \eta_p m a]$$

$$= f : \left[f - \frac{F}{m a} - \eta_p \right] : \left[\frac{F}{m a} + \eta_p \right]$$

$$\frac{F}{m a} = \frac{1}{m a} \int_0^x \eta dx = 0,75 \sqrt[3]{\frac{m}{n}} f'$$

Ist η_p und damit f' z. B. aus Versuchen bekannt, setzen wir $\frac{F}{m a} = \varphi$

und erhalten: $Q_p = Q \frac{f - \varphi - \eta_p}{f}$ (8)

Bei noch unbekanntem η_p schreiben wir:

$$\frac{F}{m a} = 0,75 \sqrt[3]{\frac{m}{n}} (f - \lambda Q_p) = \mu (f - \lambda Q_p)$$

und erhalten damit aus obiger Proportion:

$$Q_p = \frac{Q f (1 - \mu)}{f + Q \lambda (1 - \mu)}$$
 (8a)

Wir vergleichen das Ergebnis einer Berechnung nach diesen Formeln mit den Werten Q_p , welche sich durch unmittelbare Auswertung der Stufenkopfsenkungslinien ergaben:

Versuch (1a):

$Q = 3130 \text{ kg}$, $f = 0,0412 \text{ cm}$, $\eta_p = 0,0050 \text{ cm}$, $f' = 0,0362 \text{ cm}$
 $n = 0,0296 \cdot 3130 = 92,7$

$\varphi = 0,75 \cdot 0,362 \cdot \sqrt[3]{\frac{6}{92,7}} = 0,109$

$Q_p = \frac{0,0412 - 0,0109 - 0,0050}{0,0412} \cdot 3130 = 0,615 \cdot 3130 = 1922 \text{ kg}$

Ausgewertet: 55 vH. Errechnet: 61,5 vH.

$Q = 4700 \text{ kg}$, $f = 0,0822 \text{ cm}$, $\eta_p = 0,0100 \text{ cm}$, $f' = 0,0722 \text{ cm}$
 $n = 0,0296 \cdot 4700 = 139$

$\varphi = 0,75 \cdot 0,722 \cdot \sqrt[3]{\frac{6}{139}} = 0,186$

$Q_p = \frac{0,0822 - 0,0186 - 0,0100}{0,0822} \cdot 4700 = 0,653 \cdot 4700 = 3070 \text{ kg}$

Ausgewertet: 63 vH. Errechnet: 65,3 vH.

Versuch (1b):

$Q = 3250 \text{ kg}$, $f = 0,435 \text{ cm}$, $\eta_p = 0,1500 \text{ cm}$, $f' = 0,285 \text{ cm}$
 $n = 0,0296 \cdot 3250 = 96,3$

$\varphi = 0,75 \cdot 0,285 \cdot \sqrt[3]{\frac{6}{96,3}} = 0,085$

$Q_p = \frac{0,435 - 0,085 - 0,0150}{0,435} \cdot 3250 = 0,46 \cdot 3250 = 1497 \text{ kg}$

Ausgewertet: 62 vH. Errechnet: 46 vH.

Erwägt man, daß die Grundlagen für diese Berechnung, die den oberen Absatz vernachlässigt, aus Versuchen gefolgert sind, bei welchen seine Wirkung voll zum Ausdruck kommt, so erkennt man, daß die Berechnung zu Ergebnissen führt, die um so mehr mit der Wirklichkeit übereinstimmen, je mehr sich der Treppenlauf dem Bruchzustande nähert (Versuch I a $Q = 4700 \text{ kg}$) und um so weiter von ihr abweicht, je mehr die Stufenkopfsenkungslinien die Neigung aufweisen, sich gegen den oberen Absatz wieder zu heben, d. h. je mehr der obere Absatz mitbeansprucht wird. Demnach können die vorstehenden Rechnungsergebnisse durchaus befriedigen.

c) Zahlenbeispiel zur Näherungslösung.

9 Stufen $\frac{18|3}{26|7}$ mit: $\left. \begin{matrix} J_x = 15500 \text{ cm}^4 \\ J_y = 36700 \text{ „} \\ J_d = 321300 \text{ „} \end{matrix} \right\} 1,60 \text{ m freitragend}$

Nutzlast einschl. Eigenlast 1000 kg/m^2 ; insgesamt $Q = 0,26 \cdot 1,60 \cdot 9 \cdot 1000 = 3745 \text{ kg}$.

Der Lauf sei unten gestützt durch einen beiderseits aufliegenden Träger, der nach der üblichen Berechnung aufnimmt: $P = 0,5 \cdot 3745 = 1873 \text{ kg}$ als Einzellast im Abstände $0,75 \cdot 1,50 = 1,20 \text{ m}$ von der Wand. Die Treppenhausbreite sei $3,30 \text{ m}$, die Rechnungslänge des Trägers $3,60 \text{ m}$. Der Absatz sei $1,60 \text{ m}$ breit, so daß bei gleicher Belastung, wie sie für die Treppe gerechnet wird, die Streckenlast p je cm Trägerlänge beträgt:

$$\frac{1000 \cdot 1,60 \cdot 1,00}{2 \cdot 100} = 8,0 \text{ kg/cm.}$$

Es beträgt also das erforderliche

$$W_x = \left(\frac{1873 \cdot 225 \cdot 135}{360} + \frac{8 \cdot 360 \cdot 360}{8} \right) \cdot \frac{1}{1200} = 240 \text{ cm}^3.$$

Gewählt: 1 I₂N P 22 mit $W_x = 278 \text{ cm}^3$ und $J_x = 3060 \text{ cm}^4$.

Die Durchbiegung des Trägers besteht aus zwei Teilen:

1. derjenigen aus der Belastung durch den Absatz,
2. „ „ „ „ „ „ Lauf.

Infolge der entgegengesetzten Wölbung der Biegungslinie von Stufe und Träger wird sich der Druckmittelpunkt unweit des Stufenendes befinden; wir nehmen an: $1,55 \text{ m}$ entfernt von der Wand, d. h. $1,70 \text{ m}$ entfernt vom Trägerauflager. Die Durchbiegung zu 1) beträgt:

$$\eta_p^I = \frac{5 p l^4}{384 E J} = \frac{5 \cdot 366^4}{384 \cdot 2150000 \cdot 3060} p = 0,0332 p.$$

Die Durchbiegung zu 2) beträgt:

$$\eta_p^{II} = P \cdot \frac{170^2 (360 - 170)^2}{3 \cdot 2150000 \cdot 3060 \cdot 360} = 0,000147 P = \lambda P.$$

Die Durchbiegung einer einzelnen Stufe ergibt sich zu:

$$f = \frac{q l^4}{8 E J} = q \frac{160^4}{8 \cdot 327000 \cdot 15500} = 2,6 \cdot 0,01621 = 0,0422 \text{ cm.}$$

Es ist weiter: $n = \frac{Q}{Q_p} = 0,0296 \cdot 3745 = 111$; $m = 9$.

$$\mu = 0,75 \sqrt[3]{\frac{9}{111}} = 0,3245$$

Lastanteil des Absatzes:

$$Q_p = \frac{Q f (1 - \mu)}{f + Q \lambda (1 - \mu)} = \frac{3745 \cdot 0,0422 \cdot 0,6755}{0,0422 + 3745 \cdot 0,000147 \cdot 0,6755} = 258 \text{ kg}$$

Dieses Ergebnis gilt bei unbelastetem Absatz, bei belastetem ist der Träger bereits um $0,0332 \cdot 8 = 0,265 \text{ cm}$ durchgebogen. Im vorliegenden Falle überträgt also bei voller Belastung der Lauf keine Last auf den Absatz.

Erwägt man, daß der Absatzträger das Maß f der Durchbiegung einer freien Stufe = $0,0422 \text{ cm}$ bereits bei einer Belastung von

$$\frac{0,0422}{0,000147} = 287 \text{ kg}$$

erreicht, so erhellt, daß die vom Lauf auf diesen Träger fortgepflanzte Belastung jedenfalls kleiner sein muß als dieser Wert; der Wert, den die Vorschriften erheischen, d. h. 1873 kg falsch ist; demnach genügt es, im vorliegenden Fall den Absatzträger zu berechnen nur für die Last des Absatzes selbst, d. h. es ist erforderlich:

$$W_x = \frac{8 \cdot 360 \cdot 360}{8} \cdot \frac{1}{1200} = 108 \text{ cm}^3.$$

Statt eines Trägers N 22 kann man somit einen solchen N 16 verwenden. Setzt man dagegen die Durchbiegung des Trägers $\eta_p = 0$, so wird

$$Q_p = Q \frac{f - \mu f}{f} = Q (1 - \mu) = 3745 \cdot 0,6755 = 2530 \text{ kg.}$$

Bei 6 Stufen im Lauf (Versuchstreppe) und starrem Absatz, erhält man:

$$n = 0,0296 \cdot 2500 = 74; m = 6$$

$$\mu = 0,75 \sqrt[3]{\frac{6}{74}} = 0,325; Q = \frac{3745 \cdot 6}{9} = 2500 \text{ kg}$$

$$Q_p = 2500 \cdot 0,675 = 1690 \text{ kg,}$$

dgl. bei 3 Stufen im Lauf (Rechnungsbeispiel):

$$\mu = 0,75 \sqrt[3]{\frac{3}{74}} = 0,258; Q = \frac{3745 \cdot 3}{9} = 1248 \text{ kg}$$

$$Q_p = 1248 \cdot 0,742 = 926 \text{ kg.}$$

Ebenso bei zwei Stufen im Lauf (Rechnungsbeispiel):

$$\mu = 0,75 \sqrt[3]{\frac{2}{74}} = 0,253; Q = \frac{3745 \cdot 2}{9} = 833 \text{ kg}$$

$$Q_p = 833 \cdot 0,747 = 622 \text{ kg.}$$

Im Abschnitt III, 2, hatten wir für 3 Stufen im Lauf 489 kg, für 2 Stufen im Lauf 332 kg ermittelt.

In diesem Unterschied prägt sich aufs deutlichste der Einfluß des Versatzes aus, der um so größer sein muß, je kleiner die Anzahl der Stufen im Laufe ist. Den kleinen Zahlen liegt die Annahme einer Versatzgröße $v = 0$ zugrunde⁸⁾.

Setzen wir nach der Versuchsformel (7) $x = 0,0051 + 0,0035 v$, so wird bei $v = 0$, $x = 0,0051$ und bei 3 Stufen $n = 0,0051 \cdot 1248 = 6,36$:

$$\mu = 0,75 \sqrt[3]{\frac{3}{6,36}} = 0,585$$

$$Q_p = 1248 \cdot 0,415 = 528 \text{ kg,}$$

bei 2 Stufen $n = 0,0051 \cdot 833 = 4,25$:

$$\mu = 0,75 \sqrt[3]{\frac{2}{4,25}} = 0,585$$

$$Q_p = 833 \cdot 0,415 = 346 \text{ kg.}$$

VI. Anordnung von Versuchen.

Die vorgetragenen Anschauungen und Berechnungen dürften das Kräftespiel in einer freitragenden Treppe soweit geklärt haben, daß zum Nachweis der Standfestigkeit eines Laufes die Prüfung einzelner Stufen genügt. Bei der Verschränkung aller Einflüsse, die sich bei dem statischen Verhalten einer Treppe bemerkbar machen, bedürfen Versuche größeren Umfanges, die der weiteren Aufhellung der rechnerischen Grundlagen dienstbar zu machen sind, einer sehr sorgfältigen Anlage.

Die einzelne Stufe ist auf Biegung und auf Drilling zu untersuchen. Beim ersten Versuch empfiehlt es sich, die Stufe so einzuspannen, daß ihre Unterfläche wagerecht liegt, und die Belastung am freien Ende aufzubringen, damit eine Beanspruchung entsteht, ähnlich wie sie als Biegebungsbeanspruchung im Lauf vorhanden ist. Für den Drillingversuch, auf den man nicht verzichten sollte, liegen zwei Möglichkeiten vor: erstens den am freien Ende angebrachten Drehungsarm zu belasten und die Stufe zum Fernhalten einer Biegung durch eine Pendelstütze zu unterstützen, zweitens, den Drehungsarm anzuheben und die hierdurch bedingte Leichterung der Stufe je nach Größe des ausgeübten Drehmomentes durch aufgelegte Gewichte zu beseitigen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Eine Eisenbetonbogenbrücke mit 131,8 m lichter Spannweite über die Seine bei Rouen.

Nach „Le Génie Civil“ vom 3. Nov. 1923 und „Engineering News-Record“ vom 20. März 1924.
Berichtet von Dipl.-Ing. Mehmel, Techn. Hochschule Karlsruhe i. B.

Im Zuge der Straße St. Pierre-du-Vauvray nach Andé ist im Oktober v. J. eine Eisenbetonbogenbrücke fertiggestellt worden, die mit 131,8 m lichter Spannweite die weitestgespannte Eisenbeton-

in Rom von 100 m, der Viadukt von Minneapolis über den Mississippi 122 m.) Da die Brücke in der Konstruktion interessante Einzelheiten zeigt, soll sie kurz besprochen werden (Abb. 1).

Der Bogen besteht aus zwei Bogenrippen. Der Abstand ihrer beiden Längsachsen beträgt 8,90 m. Die äußeren Querschnittsabmessungen sind im Scheitel $b = 2,50$, $h = 2,50$, am Kämpfer $b = 2,50$, $h = 4,10$ m. Es ist ein hohler Kastenquerschnitt; seine senkrechten Wänden sind im Scheitel 20 cm, am Kämpfer 30 cm, seine wagerechten entsprechend 33 und 60 cm stark. Der Querschnitt hat durch die Ausbildung als Hohlquerschnitt bei geringem Eigengewicht ein sehr großes Trägheitsmoment, so daß die Bewehrung verhältnismäßig schwach gehalten werden konnte. Die Längsbewehrung am Kämpfer beträgt z. B. nur $27,7 \text{ cm}^2$. Aus demselben Grunde kam man auch mit einer geringen Querversteifung der beiden Rippen aus. Nur an zwei Stellen wurden sie durch ebenfalls hohl ausgebildete Querträger miteinander verbunden, deren Querschnitt Abbildung 2 zeigt.

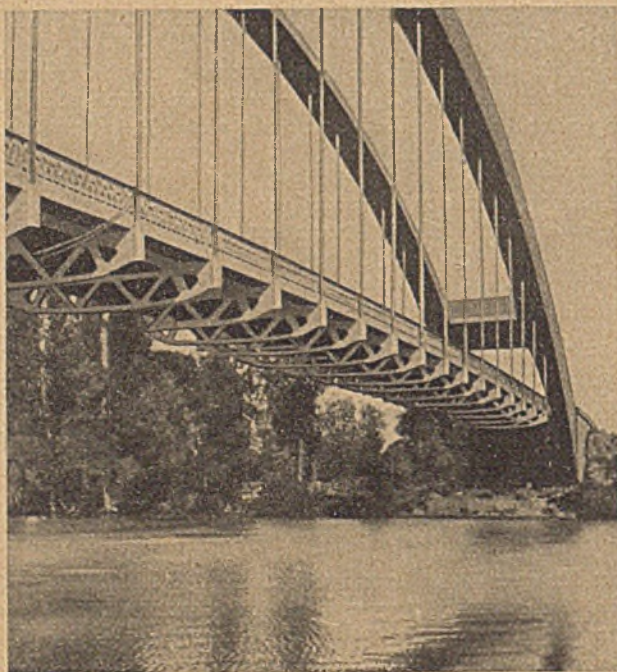


Abb. 1. Brückenansicht.

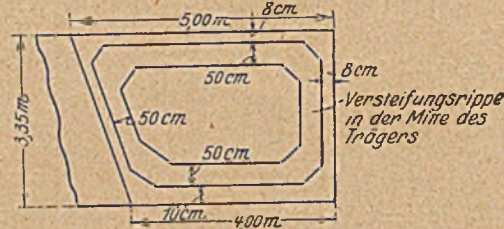


Abb. 2. Querschnitt des Versteifungsträgers.

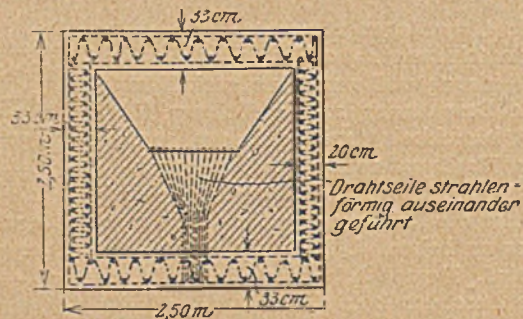


Abb. 3. Befestigung eines Hängeseiles an der Bogenrippe.

bogenbrücke der Welt ist. Das Pfeilverhältnis beträgt 1 : 5,2. (Der Langwieser Viadukt hat eine Spannweite von 98,5 m, die Tiberbrücke

Längsträger auf Querträger übertragen, die merkwürdigerweise als Fachwerk aus Eisenbeton ausgebildet sind und mittels Hängeseilen am Bogen aufgehängt sind. Der Abstand der Querträger beträgt 5,24 m. Die Hängeseile bestehen jedes aus 40 Drahtseilen von je 10 mm Dmr., die durch Zementmörtel zu einem Kabel mit einem Querschnitt von $14 \times 14 \text{ cm}^2$ vereinigt sind. Abb. 3 zeigt, wie ein

⁸⁾ Außerdem verweisen wir zur Erklärung des sehr erheblichen Unterschiedes auf die Erörterung in Abschnitt Va, nach welcher die aus den Versuchsergebnissen gefolgerten Werte notwendig zu hoch ausfallen.

solches Kabel an dem Bogen aufgehängt ist. An der Aufhängestelle ist der Bogenquerschnitt durch 2 Querwände abgeteilt, so daß ein ringsum geschlossener Kasten entsteht. Die Wände sind stark be-

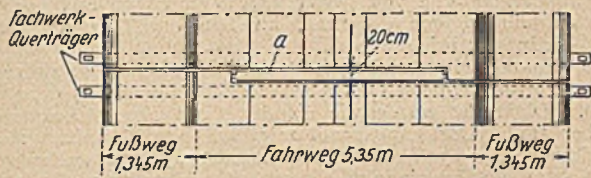


Abb. 4. Trennungsfuge in der Fahrbahn.

wehrt. Durch eine Öffnung in dem Boden wird das Kabel eingeleitet, die einzelnen Drahtseile werden strahlenförmig etwa in Form eines Reisigbesens auseinandergeführt und in Zementmörtel eingebettet. Gleichzeitig wird der Hohlquerschnitt durch die bei dieser Konstruk-

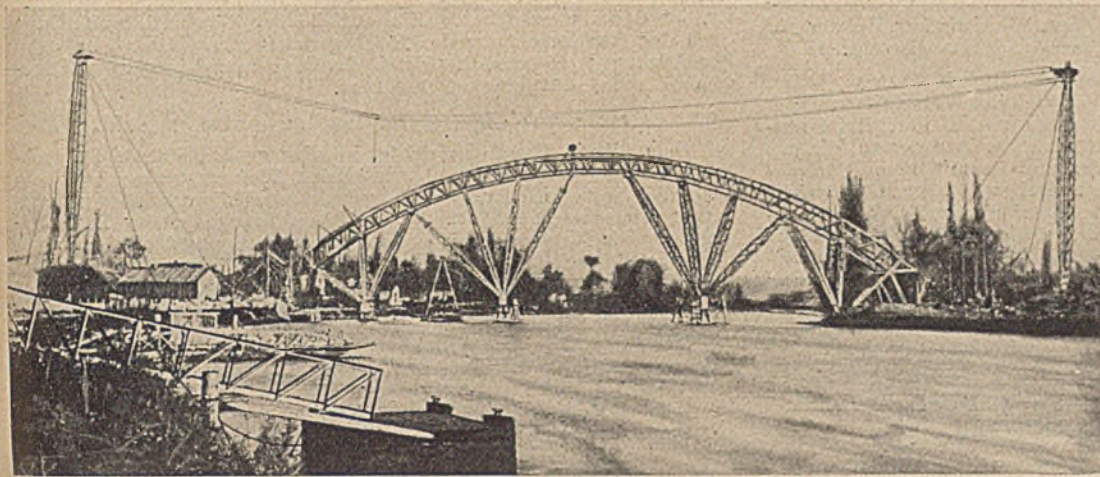


Abb. 5.

tion notwendigen Querwände versteift. In ähnlicher Weise ist die untere Verbindung am Querträger ausgebildet.

Die Widerlager sind auf Kreidefelsen gegründet. Da dieser erst in einer durchschnittlichen Tiefe von 13 m unter der Flußsohle angetroffen wurde, geschah die Gründung mittels Druckluft und Eisenbetonsenkboxen. Jede Bogenrippe wurde für sich auf einen Senkkasten mit einer Grundrißfläche von 5,50 x 14,0 m² gegründet.

Die Fahrbahn erhielt zwei Trennungsfugen, die nach Abb. 4 ausgeführt sind. Zwei der Fachwerkquerträger liegen dicht nebeneinander und dazwischen ist die Fahrbahnplatte gestoßen. Eine



Abb. 6.

gewisse gelenkartige Verbindung ist durch den Eisenbetonbalken „a“ gewährleistet. Der Stoß ist durch T-Profile gedeckt.

Die Betonmischung ist mit 350 kg Zement auf 1 m³ Zuschlagstoffe angegeben, was etwa einer Mischung nach Gewichtsteilen von 1:5 entspricht. Die Konsistenz des Betons war plastisch-flüssig, um eine gute Verarbeitung in den engen Schalungen (vgl. die Dimensionen der Bogenwände oben) zu gewährleisten. Zu dem gleichen Zwecke wurden die Schalungswände während des Einbringens des Betons mittels Preßluftschlämmern leicht erschüttert. Die Zuführung des Betons erfolgte in Auslaufkästen, die sich auf einer Drahtseilbahn bewegten.

Das Lehrgerüst wurde unter dem Gesichtspunkt entworfen, die Schifffahrt möglichst wenig zu behindern. Leider liegen in keinem der beiden Berichte Konstruktionszeichnungen des Lehrgerüsts vor, so daß nur eine allgemeine Beschreibung gegeben werden kann (Abb. 5).

Das Gerüst hatte nur 4 Unterstützungspunkte: zwei im Fluß und je einen an jedem Ufer. Von jedem dieser vier Punkte gingen 4 bzw. 3 als Fachwerk ausgebildete Streben aus, die den Kranz des Lehrgerüsts trugen. Wie Abb. 5 zeigt, sieht das Tragwerk außerordentlich leicht und elegant aus, die Konstruktionsglieder sind offenbar sehr hochwertig. Dem entspricht auch die sorgfältige Herstellung. Für die einzelnen Teile des Tragwerkes sind nicht Kanthölzer verwendet, sondern sie sind aus Brettern zusammengenagelt. Auch bei

der Ausbildung der Knotenpunkte ist die Verbindung durchweg durch Nagelung erfolgt; Bolzen sind vermieden, da sich die Bolzenlöcher bei Belastung des Gerüsts leicht ausweiten und zu umfangreichen und ungleichmäßigen Setzungen Veranlassung geben. Es ist tatsächlich gelungen, die Deformationen des Lehrgerüsts in sehr niedrigen Grenzen zu halten.

Das Ausrüsten ist nicht durch Absenken des Gerüsts erfolgt — offenbar, weil die gesamte Last auf bloß 4 Punkte übertragen war —, sondern durch Heben des betonierten Bogens. Im Scheitel war nicht durchbetoniert worden, sondern es war zwischen den Bogenhälften so viel Platz gelassen, daß hydraulisch betriebene Winden eingebracht werden konnten, die die Bogenhälften auseinanderdrückten und auf diese Weise anhoben. Zwischen den Winden wurden dann stark bewehrte Betonformsteine in einem Zementmörtelbett verlegt und der hydraulische Druck langsam nachgelassen.

Als eine gewisse Ergänzung zu den obigen Ausführungen soll an dieser Stelle noch kurz ein Projekt besprochen werden, über das Engineering News-Record vom 15. Mai 1924 berichtet.

Es handelt sich um eine Eisenbetonbogenbrücke mit noch erheblich größeren Spannweiten, die im System in Abb. 6 wiedergegeben ist. Das Projekt ist bereits seit 3 Jahren ausgearbeitet und konnte bisher aus Mangel an Geldmitteln nicht ausgeführt werden. Die Brücke dient zur Überführung einer Hauptstraße (Chemin de Grande Communication) und gleichzeitig einer eingleisigen Eisenbahn über die im Gezeitengebiet liegende Mündung des Elorn-Flusses in der Bretagne.

Der Bogen besteht wieder aus 2 Bogenrippen mit einem hohlen Kastenquerschnitt. Die Hauptabmessungen sind aus dem Querschnitt (Abb. 7) zu ersehen.

Der Entwurfsingenieur dieser kühnen Brückenkonstruktion ist der Franzose Freyssinet, der ebenfalls der Erbauer der oben beschriebenen Brücke bei St. Pierre du Vauvray in der Normandie.

Einige wirtschaftliche Angaben werden Interesse finden: Für das Ausschreiben lagen insgesamt 8 Entwürfe vor, drei davon sahen Eisenkonstruktionen, fünf Eisenbetonkonstruktionen vor. Die Angebotspreise lagen für die eisernen Brücken zwischen 11 360 000 und 13 796 000 Franken, für die Eisenbetonbrücken zwischen 7 340 000 und 16 170 000 Franken.

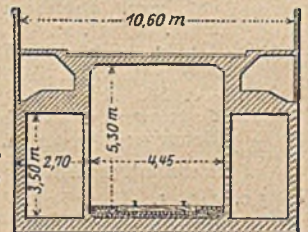


Abb. 7. Querschnitt durch den Bogenscheitel.

Moffat-Tunnel.

Die Denver und Salt Lake-Bahn in Colorado ist dabei, ihre Hauptlinie über die Rocky Mountains durch einen großen Tunnel wesentlich abzukürzen und den Scheitel der Linie um etwa 700 m tiefer zu legen. Die Bahn, die 1905 in Betrieb gekommen ist, beginnt in Denver auf rd 1500 m, steigt mit fast gleichmäßiger Steigung bis zu ihrem Scheitelpunkt auf 3560 m Höhe, bei Corona, 100 km westlich von Denver und endet nach weiteren 145 km Fall auf 2040 m Höhe bei Orestod. Die größte Steigung ist im allgemeinen 20⁰/₁₀₀, auf dem westlichen Teile liegen aber außerdem auf 42 km 40⁰/₁₀₀ Neigung. Dieses außergewöhnliche Gefälle von 1:25 mußte damals angewendet werden, um den Bahnbau überhaupt zustande zu bringen, weil die Mittel für einen Tunnel fehlten. Außer der starken Steigungen ist die Bahn auch noch höchst bogenreich. Von dem Teilstück in 1:25 sind 78 vH Bogen.

Mit gesetzlicher und geldlicher Hilfe seitens des Staates in den letzten Jahren ist das Tunnelprojekt nun endlich bis zur Ausführung gediehen. Der Tunnel wird eine Länge von rd 9720 m erhalten. Der Querschnitt ist eingleisig und erhält 4,9 m Lichtweite und 7,3 m Lichthöhe. Die Seitenwände sind lotrecht, der First ist halbkreisförmig gewölbt. Der Bau erfolgt von einem besonderen Hilfsstollen aus, Wassertunnel genannt, der in 23 m Abstand geführt wird und 2,4 x 2,4 m Querschnitt erhält. Aller 460 m liegen Querschläge nach

dem Haupttunnel hinüber, dessen Richtstollen dann jeweils nach beiden Richtungen vorgetrieben wird. Das Ostportal liegt auf 2800 m. Von da steigt der Tunnel mit 3⁰/₁₀₀ bis zum Scheitelpunkt auf rd 4500 m Länge und fällt dann mit 8⁰/₁₀₀ bis zum Westportal auf rd 2780 m. Die Bauzeit ist auf 3 Jahre berechnet, die Kostensumme auf 6 720 000 Dollars veranschlagt.

Durch den Tunnel werden 52 km der jetzigen Strecke frei. Die Verkürzung der Linie beträgt 37 km. Außerdem fällt die ganze Steilrampe in 1:25 weg. Der Scheitelpunkt der Linie liegt dann um 740 m tiefer als jetzt. Außerdem werden alle Schwierigkeiten des Winterbetriebes wegfallen. (Railway Age, Vol. 75, Nr. 9.) Gl.

Neue Brücke über den Firth of Forth.

Der Gedanke einer neuen Brücke über den Firth of Forth hat bereits zu einem fertigen Brückenentwurf geführt. Die Brücke soll

eine Straßenbrücke werden und östlich neben die vorhandene Eisenbahnbrücke zu liegen kommen. Sie soll den Straßenverkehr nach Nordschottland erleichtern. Außerdem würde sie im Zuge einer Hauptstraßenverbindung von Dover nordwärts liegen und auch den Verkehr aufnehmen, den die neue, im Bau begriffene Landstraße Glasgow—Edinburg bringen wird.

Die Gesamtbreite der Fahrbahn auf der Brücke ist zu 17,6 m festgelegt. Davon entfallen 12,2 m auf die Fahrbahn, je 2,7 m auf zwei Fußwege. Die Höhe wurde wie die der Eisenbahnbrücke gewählt: 15 m über HW. Das Längsprofil zeigt folgende Gestaltung: 60 m Dammschüttung, 510 m Brückenviadukt, 2 Hauptspannweiten von je 720 m, 600 m Brückenviadukt. Anschluß beiderseits an bestehende Straßen von Edinburg nach der Küste. Der Hauptüberbau ist als Hängebrücke mit Mittelpfeiler entworfen. Die Baukosten sind auf 2,5 bis 3 Millionen Pfund, die Bauzeit auf 5 Jahre veranschlagt. (Engineering vom 9. 11. 23.) Gl.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Haftung der Eisenbahn bei auffallendem Gewichtsabgang.

Von Syndikus Dr. Kurz, Stuttgart, Spezialjuristischer Berater für Eisenbahn-, Post-, Zoll-, Steuer- und Handelsrecht.

Nach § 86 Abs. 1 Z. 1 der Eisenbahnverkehrsordnung haftet die Eisenbahn nicht bei den Gütern, die nach den Vorschriften dieser Ordnung oder des Tarifes oder nach einer in den Frachtbrief aufgenommenen Vereinbarung mit dem Absender in offenen Wagen befördert werden, für den Schaden, der aus der mit dieser Beförderungsart verbundenen Gefahr entsteht. Bei auffallendem Gewichtsabgang kann sich die Eisenbahn jedoch auf diesen Haftbefreiungsgrund nicht berufen. Unter auffallendem Gewichtsabgang versteht das Reichsgericht einen solchen, der dasjenige Maß übersteigt, welches mit den Gefahren einer angebracht verlaufenen Beförderung verbunden zu sein pflegt und in ihnen seine Erklärung findet; auf

welche Ursachen der auffallende Gewichtsabgang zurückzuführen ist, ist dabei unerheblich. Ein auffallender Gewichtsabgang liegt nach der Rechtsprechung des Reichsgerichts schon dann vor, wenn der Abgang 5 vH beträgt. Urteil des Reichsgerichts vom 29. September 1920, Aktenzeichen I 140/20.

Reichsvereinigung der Bauhandwerker E. V.

mit dem Sitz in Breslau, errichtet in allen großen Plätzen Deutschlands Bezirksverbände zum Zwecke des Wohnungsbaues auf dem Wege der Selbsthilfe und zur Wahrung und Förderung aller gemeinsamen wirtschaftlichen und gewerblichen Interessen der Bauhandwerker. Die Notwendigkeit einer Reichsvereinigung für die gesamte deutsche Bauwelt, ja für unser ganzes, unter dem Wohnungselend leidendes Volk ist wohl ohne weiteres einzusehen, es müßte daher jeder Bauinteressent seinen Beitritt erklären.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 15. Januar 1924, S. 19.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 12. Juni 1924.

- Kl. 5 c, Gr. 4. Sch 68 212. Heinrich Schalke, Wattenscheid. Kappschuh. 14. VII. 23.
Kl. 20 i, Gr. 33. J 24 091. Eduard Jakl, Aussig-Schönpriesen u. Karl Fröhlich, Aussig a. d. E., Tschechoslowakei; Vertr.: Th. Hauske, Berlin, Fürbringerstr. 19. Anhalte- und Meldevorrichtung für Eisenbahnzüge beim Überfahren eines Haltesignals. 17. X. 23.
Kl. 35 b, Gr. 4. L 55 038. Hermann Lohmann, Maschinenfabrik, Duisburg. Drehkran mit wagerecht verschiebbarem Ausleger. 27. II. 22.
Kl. 37 b, Gr. 3. Sch 68 016. Otto Scheller, Berlin-Lichterfelde, Albrechtstr. 12. Mastabspannung. 21. VI. 23.
Kl. 80 a, Gr. 46. A 40 536. Ambi-Arthur Müller Bauten und Industriewerke, Berlin. Reihenform zur Herstellung von Betonwerkstücken u. dgl. 20. VIII. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 19. Juni 1924.

- Kl. 5 c, Gr. 1. B 108 014. Johannes Symphorius Berger, Saarbrücken. Verfahren zum Abdichten von wasserführendem Gebirge beim Schacht- und Grubenbau. 15. I. 23.
Kl. 5 c, Gr. 4. H 92 019. Oskar von Horstig, Saarbrücken, Karcherstraße 10. Nachgiebiger Grubenstempel. 2. XII. 22.
Kl. 19 a, Gr. 24. M 74 336. Wilhelm Möntmann, Langendreer. Flacheisenschwelle für Kleinbahnen. 2. VII. 21.
Kl. 19 c, Gr. 5. H 89 544. Joseph Banks Hilliard, Glasgow, Schottl.; Vertr.: Dr. G. Döllner, M. Seiler u. E. Maemecke, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Gummipflaster. 19. IV. 22. England. 30. V. 21.
Kl. 20 g, Gr. 1. F 55 651. Johannes Feuerlein, Zehlendorf, Wanneseebahn. Vorrichtung zum Verteilen von Eisenbahnfahrzeugen von einem Staugleis in eine Gleisgruppe. 11. III. 24.
Kl. 20 g, Gr. 8. R 60 932. Albert Renninger, Ulm a. D., Wilhelmstraße 29. Lokomotivbremsschlitten für die Stumpfgleise in Lokomotivschuppen. 16. IV. 24.
Kl. 20 i, Gr. 18. G 59 680. Piero Gambarotta, Quinto al Mare b. Genua, Ital.; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Clemente, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Zufahrt zu Bahnkörperübergängen. 10. VIII. 23.
Kl. 37 b, Gr. 3. P 43 750. A. Porr Betonbau-Unternehmung G. m. b. H. und Dr.-Ing. Franz Bricca, Wien; Vertr.: H. Springmann u. E. Herse, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Eisenbetonmast. 25. II. 22. Österreich 28. II. 21.
Kl. 65 a, Gr. 3. D 39 467. Charles van Driessche, Gent; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen u. E. Meißner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Hohlform mit herausziehbarem Kern, insbesondere für Betonschiffe. 12. IV. 21.

- Kl. 65 a, Gr. 58. S 56 737. Signal-Gesellschaft m. b. H., Kiel. Anordnung von unter Wasser verlegten Kabeln zur elektrischen Kennzeichnung von Schiffahrtsstraßen. 20. VI. 21.
Kl. 80 b, Gr. 3. S 64 117. Société Anonyme des Chaux et Ciments de Lafarge & du Teil, Viviers, Frankr.; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Gußzement. 24. X. 23.
Kl. 81 e, Gr. 18. J 23 246. Josef Imhäuser, Wiesbaden, Philippsbergstr. 27. Verfahren zum Fördern eines Gemenges aus Schüttgut und Wasser in Rohrleitungen. 5. XII. 22.
Kl. 81 e, Gr. 32. B 112 362. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Verfahren zum Aufschütten von Halden durch Kabelkrane. 18. I. 24.
Kl. 81 e, Gr. 32. B 112 658. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Verfahren zum Aufschütten von Halden durch Kabelkrane; Zus. z. Anm. B 112 362. 8. II. 24.
Kl. 84 b, Gr. 1. K 86 074. Fried. Krupp Akt.-Ges., Grusonwerk, Magdeburg-Buckau. Fangvorrichtung für Schiffshebewerke. 30. V. 23.
Kl. 84 d, Gr. 1. G 60 512. Karl Gerber, Köln a. Rh., Bismarckstraße 70. Baggergleis- und fördergleisloser Baggerbetrieb. 21. I. 24.
Kl. 84 d, Gr. 2. Sch 65 646. Georg Otto Schneider, G. m. b. H., Leipzig. Bagger. 7. VIII. 22.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 12. Juni 1924.

- Kl. 20 k, Gr. 9. 398 587. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käferthal. Kettenfahrleitung mit Zickzackführung des Fahrdrabtes und seitlich herausgezogenen Stützpunkten. 23. IX. 22. A 38 528.
Kl. 37 b, Gr. 5. 398 600. Karl Kübler, Unternehmung für Hoch- und Tiefbau, Stuttgart-Göppingen. Zur Verbindung von Holzteilen dienender Dübel von der Form eines doppelten abgestumpften Kegels usw. 20. VIII. 18. K 66 966.
Kl. 37 d, Gr. 40. 398 427. Anton Stock, Marthastr. 28 u. Hermann Goral, Hermannstr. 24, Halle a. d. S. Handgriff für auswechselbare Reibebretter. 18. X. 23. St. 37 318.
Kl. 37 e, Gr. 6. 398 349. Arno Keller, Leipzig-Möckern, Sohrstr. 5. Selbsttätige Stützvorrichtung für ein aus einem Rahmenwerk gebildetes schwebendes Schornsteinbaugerüst. 9. VIII. 21. K 78 669.
Kl. 37 e, Gr. 9. 398 551. Johannes Michely, Maumke, Post Meggen, Lenne. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen von Wänden aus Beton oder anderen formbaren Baustoffen. 28. V. 20. M 69 461.

- Kl. 80 a, Gr. 8. 398 462. F. Komnick, Maschinenbauanstalt, Elbing. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Kalkmilch auf maschinellm Wege. 14. IX. 21. K 79 105.
- Kl. 80 a, Gr. 46. 398 463. Herbert Gertig, Berlin-Lichterfelde, Moltkestr. 34. Form zur gleichzeitigen Herstellung einer Mehrzahl von Dielen. 6. IV. 22. G 56 256.
- Kl. 80 b, Gr. 3. 398 514. Novo-Mörtel-G. m. b. H., Berlin. Herstellung von Baustoff aus Asche. 28. VII. 22. N 21 318.
- Kl. 80 b, Gr. 19. 398 390. Aktien-Gesellschaft für patentierte Korksteinfabrikation und Korksteinbauten vormals Kleiner & Bokmayer, Mödling b. Wien; Vertr.: E. Cramer u. Dr. H. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Verfahren zur Herstellung von wasserdichten und wasserabweisenden Kunststeinen. 11. V. 22. A 37 677. Österreich 27. IV. 22.
- Kl. 84 b, Gr. 1. 398 391. Fried. Krupp Akt.-Ges., Grusonwerk, Magdeburg-Buckau. Vorrichtung zum Andrücken des Troges an die Haltung bei senkrechten Schiffshebewerken. 21. I. 23. K 84 654.
- Kl. 84 c, Gr. 1. 398 472. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Verfahren zum Absteifen von Baugruben mit eingerammten I- oder ähnlichen Trägern. 29. XI. 19. S 51 610.
- Bekanntgemacht im Patentblatt vom 19. Juni 1924.
- Kl. 20 f, Gr. 20. 398 052. Otis Automatic Train Control Incorporated, Spokane, Washington, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. C. Landeskroener, Dresden. Selbsttätige Vorrichtung zum Regeln der Fahrgeschwindigkeit von Eisenbahnzügen. 27. VII. 23. O 13 805.
- Kl. 20 f, Gr. 20. 398 053. Otis Automatic Train Control Incorporated, Spokane, Washington, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. C. Landeskroener, Pat.-Anw., Dresden. Vorrichtung zum selbsttätigen Bremsen von Eisenbahnzügen. 27. VII. 23. O 13 806.
- Kl. 20 h, Gr. 5. 398 718. Franz Wintek, Zwenkau i. Sa. Aufgleiser für Eisenbahnwagen. 4. VII. 23. W 64 205.
- Kl. 20 i, Gr. 4. 398 978. Hugo Westeson, Västervik, Schweden; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Signalvorrichtung bei Weichen. 9. II. 24. W 65 384.
- Kl. 20 i, Gr. 11. 398 979. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Elektromagnetische Überwachung für Signalantriebe. 8. II. 24. O 14 052.
- Kl. 20 i, Gr. 15. 398 980. Hugo Ammann, Ermatingen, Schweiz; Vertr.: Dr.-Ing. B. Monasch, Pat.-Anw., Leipzig. Vom Wagen ausstellbare Weiche für Straßenbahnen. 15. VI. 23. A 40 142.
- Kl. 20 i, Gr. 34. 398 981. Otis Automatic Train Control Incorporated, Spokane, Washington, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. C. Landeskroener, Pat.-Anw., Dresden. Streckenrampe für Zugsicherung. 29. VII. 23. O 13 810.
- Kl. 37 a, Gr. 5. 398 657. Felix Pfeiler, Hohenleipisch, Lehmwand mit Plattenbekleidung. 4. VII. 23. P 46 484.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 398 770. Gebr. Himmelsbach, Akt.-Ges., Freiburg i. B. Hölzerner Mast. 11. VII. 22. H 90 439.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 398 992. Dortmunder Brückenbau C. H. Jucho, Dortmund u. Martin Grüning, Hannover, Heinrichstr. 44. Druckstab. 1. XI. 22. D 42 624.
- Kl. 80 a, Gr. 1. 398 915. August Seboldt, Halle a. d. S., Blumentalstraße 13. Verfahren und Vorrichtung zur Umwandlung von Baugrubenaushub in Mauerwerksstoff. 27. I. 22. S 58 707.
- Kl. 80 a, Gr. 7. 398 916. Peter Burd Jagger, London; Vertr.: P. Müller, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Maschine zum Zerkleinern, Mischen und Umrühren von Beton, Holzmasse, Farben usw. 3. VII. 21. J 21 699.
- Kl. 80 a, Gr. 8. 398 917. Hinselmann, Koksofenbaugesellschaft m. b. H., Königswinter. Kalklöschvorrichtung zur Kalkmilchbereitung. 19. XI. 21. H 87 813.
- Kl. 80 b, Gr. 1. 399 020. Henry Silbermann, Berlin-Lichterfelde, Tannenweg 4. Verfahren zur Herstellung von Bindemitteln für Zement, Mörtel usw. 8. I. 21. S 61 503.
- Kl. 84 a, Gr. 3. 399 021. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Sohlendichtung für bewegliche Verschlüsse in Wasser. 25. VII. 22. M 78 498.
- Kl. 84 c, Gr. 2. 398 627. Georg Herrmann, Wiesbaden, Erbacher Straße 6. Verfahren zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton mittels eines Vortreibrohrs. 4. X. 21. H 87 269.
- Kl. 84 c, Gr. 2. 398 964. Siemens-Bauunion G. m. b. H. Komm.-Ges., Berlin. Verfahren zum Schneiden von Walzeisen unter Wasser für Gründungen. 8. III. 23. S 62 329.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Von den Füßen der Leitungsmaste. Von Professor Dr.-Ing. H. Dörr. Sonderabdruck aus „Die Bautechnik“, Jahrgang 1924, Heft 5, 6, 7. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin. Preis geheftet G.-M. 1,20.

Die am Bau von Leitungsmasten beteiligten Fachkreise werden es mit Freude begrüßen, daß die Dörrschen Vorschläge betr. konstruktiver Ausgestaltung und Berechnung der Füße der Leitungsmasten ihnen durch den 8 Seiten umfassenden Sonderabdruck nunmehr bestens zugänglich sind. M. F.

Aluminium und Aluminiumlegierungen, ihre Werte für Technik und Wirtschaft. Von Dipl.-Ing. Dr. Hans Berg. Verlag H. Bechhold, Frankfurt a. M. 1924.

Die am besten Sachkenntnis des behandelten Stoffes heraus klar und fesselnd geschriebene Abhandlung bringt im ersten einleitenden Teile die Notwendigkeit einer großen deutschen Aluminiumindustrie für Technik und Wirtschaft und die Grundlagen hierfür, schließt daran in Teil II, dem Hauptteile, die Erörterung der Legierung als solcher und der Aluminiumlegierungen im besonderen und macht hier mit den technischen und wirtschaftlichen Werten des Aluminiums, seiner Legierungen und der Ersetzung anderer Metalle durch sie bekannt, um hieran in einem Schlußteile einen Ausblick für die Aluminiumindustrie Deutschlands anzufügen. Im besonderen ist

bei den Ausführungen der Beweis wertvoll, daß unsere Wirtschaft durch gesteigerte Verwendung heimischen Aluminiums von der Kupfereinfuhr erheblich entlastet werden könnte. Ebenso wird vielen die bereits jetzt in außerordentlich vielen Zweigen der Technik gesteigerte Verwendung des Aluminiums interessant sein. Für das eigentliche Bauingenieurwesen hat Aluminium zurzeit noch wenig Bedeutung, abgesehen von dem Ersatz von Kupfer als druckverteilende Schicht durch Aluminium. M. F.

Holzbrücken aus Rundträgern. Von Ing. Dr. Leo Hauska, ao. Prof. an der Hochschule für Bodenkultur in Wien, und Tatjiro Miura, Prof. a. d. Hochschule für Land- und Forstwirtschaft in Moriaka, Japan. Wien 1924, Verlag Carl Gerolds Sohn.

Es handelt sich bei der vorliegenden, nur 20 Seiten umfassenden Schrift um eine kurze Darlegung über die Berechnung und Konstruktion einfachster Balkenbrücken aus nur wenig bearbeiteten Rundhölzern, wie sie im Bereiche der Forstverwaltungen vielfach heute mit Recht noch üblich sind. Die hier gegebenen, vorwiegend auch für den Forstmann bestimmten Berechnungen und Beispiele sind klar bzw. gut gewählt, so daß das Heft dem Zwecke, den es erfüllen will, bestens gerecht wird, zumal zwei Tabellen die Widerstandsmomente und den Volumeninhalt auf 1 m Länge einer großen Anzahl von „Rundträgern“ geben. M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4 a.

Versammlung der Ortsgruppe Brandenburg.

Am 21. Mai d. J. hielt in einer Versammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg, über welche wir an dieser Stelle schon kurz berichtet haben, Herr Dr.-Ing. Müller einen Vortrag über „den Internationalen Wettbewerb für die Brücke über den Hafen von Sydney“. Der Vortrag gelangt in dieser Nummer zum Abdruck. Im folgenden wird über die dem Vortrag folgende Aussprache berichtet:

Min.-Rat Busch dankt dem Vortragenden im Namen der Anwesenden für seine interessanten Ausführungen, die, wenn auch der deutsche Brückenbau keine Möglichkeit gehabt habe, an der letzten Ausschreibung sich zu beteiligen, doch zeigen, daß unsere Brückenbauer an der Entwicklung dieses großen Brückenbauproblems in einem früheren Stadium erheblich beteiligt waren. Er eröffnete sodann die Besprechung des Vortrages.

Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Herbst wirft allgemein die Frage auf, warum nicht eine Hängebrücke gewählt sei, die nach seiner Auffassung auch im vorliegenden Falle schon mit Rücksicht auf die Möglichkeit der Anordnung von 4 Haupttragwerken doch zunächst in Frage käme. Er verweist auf seinen Artikel in der „Bautechnik“ vom 16. Mai 1924, in dem er zu dem vorliegenden Problem Stellung genommen habe; die entsprechenden Überlegungen über einen neuen Vorschlag in Gelenkträgerform hätten bei der großen Weite und Breite schließlich auf eine Hängebrücke, vielleicht im Hängesystem, hingewiesen. Im übrigen erkennt er die Bemühungen von Dr.-Ing. Müller um eine allen Ansprüchen genügende Form der großen Brücke dankbar an, wenn er ihm auch in allem nicht zustimmen könne.

Dr.-Ing. Müller: Hängebrücken werden einmal für nicht wirtschaftlich und steif genug erachtet, dann sind aber Hängebrücken auch eine Spezialität der Amerikaner. Ich nehme an, daß man sich zu einer Fachwerkbrücke an Stelle einer Hängebrücke entschlossen

hat, um diesen Auftrag leichter und sicherer an englische Firmen vergeben zu können.

Professor Hiorth, Frankfurt a. O., fragt nach den zugelassenen Spannungen.

Dr.-Ing. Müller: Selbstverständlich sind von der Regierung in Australien für die Werkstoffe Kohlenstoffstahl, Siliziumstahl, Nickel-Chromnickelstahl und Chromnickel-Molybdänstahl bestimmte Festigkeiten und Dehnungen vorgeschrieben. Die Ausschreibungsbedingungen geben die bestimmten Zahlen und können jederzeit gern zur Verfügung gestellt werden.

Professor Hiorth: Der Hebelarm für den Rückhaltestab dürfte zu klein sein. Eine Verankerung weiter landwärts wäre vorzuziehen.

Dr.-Ing. Müller: Der Hebelarm beträgt 1,4.42 m und ist genügend. Jedenfalls ergibt er nicht größere Querschnitte als die Auslegerbrücke, deren Obergurtstäbe einen Hebelarm von 72 m haben, wie aus dem gezeigten Lichtbild Nr. 14 zu ersehen war.

Baurat Karl Bernhard, Berlin: Ich möchte Veranlassung nehmen, bezüglich zweier Fragen im Müllerschen Vortrage meine Bedenken auszusprechen. Die eine bezieht sich auf die Verankerung im Felsen beim eingespannten Balken nach Müllerscher Art, die andere auf die Behauptung der Unmöglichkeit der Querschnittsbildung weitgespannter Bogengurte nach dem zur Ausführung angenommenen Entwurf der Sydney-Brücke. In bezug auf letztere meine ich, daß sie doch nicht undenkbar ist. Beim Bau der Firth of Forth-Brücke haben die Engländer in Abweichung vom bisher Gewohnten die Röhrenform für die Hauptgurte ausgeführt, ohne daß nach 35jährigem Bestande dieser Riesenbrücke nachteilige Erfahrungen bekannt geworden sind. Nach dieser Richtung sind die Einwände gegen den 500 m-Bogen so lange verfrüht, bis die Einzelheiten bekannt sind. Eine Verankerung als dauerndes und wesentliches Mittel zur Standsicherheit muß völlig unabhängig von der Scherfestigkeit des natürlichen Felsens bleiben. Bei den gewaltigen Ankerkräften der Müllerschen Einspannung sind zur Fassung hinreichender Felsmassen noch sehr kostspielige Ankerroste in Schachten und Stollen einzubauen, wodurch die Wirtschaftlichkeit der Einspannung sich sehr zu deren Ungunsten verschiebt. Die Herbstschen Vorschläge sind infolge größerer Seitenöffnungen, d. h. geringerer Ankerkräfte und gefälligerer Form, weit günstiger. Auf Grund jahrzehntelanger Erfahrungen in Brückenwettbewerben warne ich davor, die elementarsten Formen, die schönheitlich gewinnen den großen Linienzüge in Bogen oder Hängegurten ganz und gar auszuschalten. Von der geradlinigen Gestaltung mit den schrägen Enden, wie sie der Vortragende für die Sydney-Brücke vorschlägt, kann man sich im Auslande gar keinen Eindruck versprechen. Dagegen kann ich mich mit dem vorgeführten Entwurf für die Brücke über den kleinen Belt einverstanden erklären, da die beiden gehobenen geradlinigen Überbauten in den Schiffsöffnungen für die weite und flache Landschaft des Meeresarmes im Gesamtbilde das Gegebene sind.

Geheimrat Professor de Thierry, Techn. Hochschule, Berlin. In der Welt wiederholt sich alles. Die erste Rheinbrücke hat schon engmaschige Parallelträger. Bei der Wechselbrücke bei Dirschau war auch ein Kampf zwischen der Hängebrückenform und der Parallelträgerform. Die Hängebrücke unterlag schließlich. Man sollte sich den neuen gekröpften Balkenträgern gegenüber nicht ablehnend verhalten.

Professor Hertwig, Techn. Hochschule, Berlin: Dem Entwurf für die Arstabrücke begrüße ich und erkenne ihn vorbehaltlos an. Sehr unbefriedigend war das Ergebnis der letzten internationalen Wettbewerbe in Schweden und Dänemark. Immer wieder wird der Bogen mit Zugband angeboten. Gegen den Vorschlag des Herrn Vortragenden für die Sydney-Brücke habe ich einige Bedenken. Ich habe das Gefühl, daß die Anordnung der Verankerung in der Hauptsache aus Gründen der Symmetrie gemacht ist. Auch ästhetisch befriedigt er nicht voll.

Der Laie kommt nicht auf die Idee, daß ein eingehängter Träger vorhanden sei. Dem Satz, daß die Brücke in der Ansicht möglichst einfach sein soll, kann ich mich nicht anschließen. Maßgebend für die Wirkung ist oft vielmehr die schiefe Durchsicht.

Der Vorschlag des Herrn Dr. Herbst kommt mir in der Form etwas weichlich vor.

Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Sonntag: Die von Herrn Dr. Müller gezeigten verschiedenen Brückenformen mit gekröpften Hauptträgern können nicht den bekannten einfachen parallelgurtartigen Trägern gleichgestellt werden. Sie sind durchaus neuartig, bergen große Entwicklungsmöglichkeiten in sich und sind weiter ausbaufähig. Ich kann mich diesbezüglich hier kurz fassen, nachdem ich mich in „Der Brückenbau“ 1922, Heft 3, S. 20—23, in einem Aufsatz: „Praktische Beispiele zur Schönheitslehre des Eisenbrückenbaues“ bereits eingehend zu den Müllerschen Systemen geäußert habe. — Von allen für Sydney gemachten Vorschlägen erscheint mir der von Dr. Müller als der abgeschlossenste, vollkommenste und am meisten befriedigende. — Die Müllerschen Brückenformen sind für den Export infolge leichter Transportmöglichkeit außerordentlich geeignet. Außerdem werden Werkstatt- und Montagearbeiten sehr einfach. — Der in „Die Bautechnik“ 1924 S. 218 veröffentlichte Vorschlag von Dr. Herbst weist zwar eine einfache organische Gurtlinienführung auf, ist aber mit dem Regierungsentwurf und dem Müllerschen Vorschlag nicht ohne weiteres vergleichsfähig, weil die Breite mit

der vollen lichten Höhe der Schiffsöffnungen bei Herrn Herbst rd 30 vH kleiner ist als bei den beiden anderen Brücken. Bringt man den Herbstschen Entwurf auf gleiche Basis mit den anderen, so ergeben sich u. a. sehr große Strebenlängen an den Stützen. — In Amerika hinkt man uns in schönheitlichen Brückenfragen nach. Man arbeitet dort noch mit ästhetischen Auffassungen, die bei uns bereits überholt sind. Mit Bezug auf die Müllerschen Vorschläge werden die Amerikaner voraussichtlich sehr schnell umlernen, sobald sie deren wirtschaftliche Vorzüge erkannt haben.

Dr.-Ing. Herbst kommt noch einmal kurz auf die verschiedenen Entwürfe für die Sydney-Brücke zurück, insbesondere auf den großen Zweigelenkbogen nach dem Vorbild der Lindenthalischen Helligate-Brücke, die für die Ausführung endgültig bestimmt zu sein scheint. Er lehnt diese Form, wie in dem genannten Artikel vom 16. Mai näher ausgeführt ist, aus ästhetischen Rücksichten ab und pflichtet der Kritik des Herrn Dr. M. in allen Punkten bei. Auch nach seiner Auffassung bedürfte die Verankerung bei dem Müllerschen Entwurf noch einer besonderen Prüfung. Nach seiner Meinung würden die amerikanischen und englischen Ingenieure im Laufe der Zeit der deutschen Auffassung über die Form großer Brücken folgen, bei denen man die z. T. uralten Grundsätze der Ästhetik nicht unberücksichtigt lassen dürfe. Es habe z. B. bei dem internationalen Wettbewerb um diese Brücke eine deutsche Unternehmung, die Vereinigte Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, s. Zt. den ersten Preis für ihre Entwürfe erhalten.

Dr. Müller erwidert kurz auf verschiedene Einwendungen zunächst Herrn Baurat Bernhard. Eine Verankerung in gewachsenem Boden, in felsigem Untergrund ist schon verschiedentlich vorgeschlagen worden und auch für die Sydney-Brücke von der anerkannt besten englischen Brückenbauanstalt, von Sir Wm. Arrol als Kabelverankerung. Herr Bernhard hat die Einzelheit in diesem eben gezeigten Entwurf offenbar übersehen. Auch deutsche Ausführungen zeigen, wenn auch weit geringere Kräfteverankerungen im natürlichen Felsen.

Zylindrische Querschnitte, wie sie bei der Firth of Forth-Brücke verwendet worden sind, wie sie Herr Bernhard jetzt vorschlägt, sind an sich gewiß ideal. Die Schwierigkeiten liegen aber in den Anschlüssen. Z. Z. kommen zylindrische Querschnitte ganz gewiß nicht in Frage. Möglich, daß sie in einer fernerer Zukunft vielleicht in Frage kommen dadurch, daß die Schweißung so weiter entwickelt wird und befriedigende Anschlüsse bei zylindrischen Querschnitten für Druckstäbe ermöglicht. Bei uns sind vierstäbige Querschnitte vorgesehen, die Unterteilung schließt an die mittleren beiden Stäbe an.

Ich habe mich im übrigen schon mehrfach mit Herrn Baurat Bernhard über ingenieur-ästhetische Fragen auseinandergesetzt und habe den Eindruck, daß es zwischen den gefälligen Formen des Herrn Baurats Bernhard und der strengen Auffassung von mir, zwischen dem Alten und dem Neuen keine Brücke gibt.

Die Auffassung, daß man sich aus Exportgründen dem Geschmack der Auslandskundschaft, die zumeist auf einer tieferen Kulturstufe steht, anzupassen habe, um ins Geschäft zu kommen, ist absolut abwegig. Das kann nur dazu dienen, das Niveau unserer Ingenieur-ästhetik zu senken. Nach übereinstimmender Ansicht aller Maßgebenden sollten wir es gerade haben, um durch die Werbekraft der Qualität zu wirken. Selbstverständlich ist eine Würdigung der neuen Form nicht von heute auf morgen zu erhoffen. In Wirklichkeit ist aber doch das Balkenfachwerk, in welchem die Druck- und Zugfestigkeit des Materials in gleicher Weise ausgenutzt wird, die Haupttrageform auch für große Brücken.

Der Ingenieurästhet muß unbedingt führend bleiben und ist verloren, wenn er sich von dem Geschmack der Menge leiten läßt.

Herrn Professor Hertwig darf ich erwidern, daß der Rückhaltestab keineswegs aus Symmetriegründen angeordnet ist, sondern daß nach der Geländegestaltung eine vollständige Seitenöffnung anzuordnen nicht möglich ist. Die Meinung, daß ein Laie die Konstruktion nicht verstünde oder mißverstünde, teile ich nicht. Es ist kaum anzunehmen, daß irgendein Laie auf den Gedanken kommt, daß in diesem Rahmengebilde, weil die Gelenke nicht sichtbar seien, zu große Temperaturschübe auftreten. Der Fachmann und Brückenbauer erkennt aber gleich die Gelenke. Die Frage, ob man Gelenke zeigen soll oder nicht, ist sehr alt und viel umstritten. Ich stehe auf dem Standpunkt, daß man sie, wenn man sie zeigen kann, zeigen soll, daß man sie aber sonst nur als eine untergeordnete konstruktive Maßnahme zur Erzielung statischer Bestimmtheit ansehen kann. Herr Professor Hertwig bezeichnete die Darstellung auf den Lichtbildern in der Geradansicht als sehr wirksam und sprach von einem Spitzenmuster, glaubte aber, daß in der Schiefdurchsicht die Perspektiven durch die Überschneidungen nicht so günstig seien. Ich darf ihm entgegenhalten, daß Überschneidungen der Hauptgurte und Hauptstreben gar nicht stattfinden, daß durchweg gleiche Neigungen vorhanden sind. Dagegen werden sich bei geschwungenen Obergurten mit Wendepunkten die Überschneidungen unvorteilhaft, weil verwirrend, bemerkbar machen. Ich bedaure im übrigen, daß kein Vertreter der großen Brückenbauanstalten oder des Eisenbau-Verbandes heute erschienen ist, um das Wort zu ergreifen. Gerade sie hätten doch gewiß auch nach der mehr als 20jährigen Arbeit ergänzende interessante Mitteilungen über das Problem machen können.

Bitte die Berichtigung auf S. 10 der Literaturschau zu beachten.