

Untersuchungen über das theoretische Eigengewicht des Gerberträgers und seine wirtschaftlichen Abmessungen

VON DER
EIDGENÖSSISCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULE
IN ZÜRICH

ZUR ERLANGUNG DER WÜRDE EINES
DOKTORS DER TECHNISCHEN WISSENSCHAFTEN

GENEHMIGTE

PROMOTIONSARBEIT

VORGELEGT VON

Habashi GAD el KARIM Habashi

B. Sc. (Hons.)

ägyptischer Staatsangehöriger

Referent: Herr Prof. Dr. F. Stüßi

Korreferent: Herr Prof. Dr. P. Lardy



ZÜRICH 1954

DISSERTATIONSDRUCKEREI LEEMANN AG

Erscheint als Mitteilung Nr. 28 aus dem Institut für Baustatik
an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich
Herausgegeben von Prof. Dr. F. Stüßi und Prof. Dr. P. Lardy

Verlag Leemann Zürich

MEINEN ELTERN GEWIDMET

Meinem sehr verehrten Lehrer

Herrn Prof. Dr. *F. Stüßi*

möchte ich an dieser Stelle für seine mannigfache Unterstützung und die wertvollen Anregungen, mit welchen er die vorliegende Arbeit förderte, meinen herzlichen Dank aussprechen.

Inhaltsverzeichnis

I. Einleitung	7
a) Allgemeines	7
b) Die Eigengewichtsbestimmung beim einfachen Balken	8
c) Der heutige Stand der Untersuchungen über den Gerberträger	10
II. Die Mittelöffnung	11
a) Das theoretische Eigengewicht	11
b) Das günstigste Spannweitenverhältnis	16
1. Vorbemerkung	16
2. Das Spannweitenverhältnis (Grundlagen der Untersuchungen)	18
3. Untersuchung bei konstanter Höhe	20
4. Untersuchung bei veränderlichen Höhen	23
5. Die wirtschaftlichste Höhe	28
c) Eigengewichtsverlauf der Konsole	53
d) Anwendungsgebiet des Gerberträgers	54
e) Genauere Berechnung	54
f) Zusammenfassung	60
III. Die Seitenöffnung	62
a) Vorbemerkung	62
b) Das theoretische Eigengewicht	62
1. Belastungen	62
2. Die Seitenöffnung entspricht einer Konsole	63
3. Die Seitenöffnung entspricht einem einfachen Balken und einer Konsole	66
c) Das günstigste Spannweitenverhältnis der Seitenöffnung zur Mittelöffnung	67
IV. Ausgeführte Brücken	70
a) Die „Firth of Forth“-Brücke	70
b) Die Quebec-Brücke	77
c) Die Howrah-Brücke in Calcutta	84
V. Schlußfolgerung	91
VI. Literaturverzeichnis	92

Bezeichnungen

- L = Totale Länge der Mittelöffnung m
 l = Einhängträgerlänge m
 l_k = Konsolenlänge m
 l_s = Länge der Seitenöffnung m
 g_H = Durchschnittliches Eigengewicht der Mittelöffnung t/m
 g_h = Durchschnittliches Eigengewicht des Einhängträgers t/m
 g_{hs} = Durchschnittliches Eigengewicht der Seitenöffnung t/m
 g_f = Fahrbahngewicht t/m
 p = Verkehrslast t/m
 ξ = Spannweitenverhältnis des Einhängträgers zur Mittelöffnung = $\frac{l}{L}$
 ψ = Spannweitenverhältnis der Seitenöffnung zur Mittelöffnung = $\frac{l_s}{L}$
 h = Höhe am freien Ende der Konsole der Mittelöffnung m
 H = Höhe am mittleren Auflager m
 β = Zahlenfaktor
 α = Systembeiwert
 μ = Konstruktionsfaktor
 φ_f = Koeffizient des Fahrbahngewichtes
 φ_p = Koeffizient der Verkehrslast
 $l_{gr.}$ = Grenzlänge des Einhängträgers m
 $l_{k.gr.}$ = Grenzlänge der Konsole der Mittelöffnung m
 $L_{gr.t}$ = Totale Grenzlänge der Mittelöffnung m

I. Einleitung

a) Allgemeines

Im Rahmen der Arbeit des Ingenieurs an einem neu zu entwerfenden Bauwerk stellt sich das Problem, der statischen Berechnung ein geschätztes Eigengewicht der Tragkonstruktion zu Grunde zu legen, das mit dem sich nachher aus der Dimensionierung ergebenden Eigengewicht möglichst gut übereinstimmen soll. Ungünstige Eigengewichtsannahmen bedingen zusätzliche Rechnungsgänge.

Bei weitgespannten, großen Brücken kommt der Abschätzung des Eigengewichtes eine besondere Bedeutung zu. Es hat einen großen Anteil an der Gesamtbelastung und beeinflusst die Dimensionierungsberechnungen sehr stark. Da es sich dabei um umfangreiche Arbeiten handelt, hat der Statiker alles Interesse, seine Berechnungen auf möglichst zutreffenden Annahmen über das Eigengewicht aufzubauen.

Für den Bau weitgespannter Brücken im engeren Sinne mit Spannweiten von 300 bis 600 m haben sich drei Tragsysteme durchgesetzt, nämlich der durchlaufende Fachwerkbalken mit Zwischen gelenken (Gerberträger), der Zweigelenkfachwerkbogen und die Hängebrücke. Die Wahl des Systems ist nach den Gesichtspunkten der Wirtschaftlichkeit, der Verhältnisse an der Baustelle (wie zum Beispiel den Eigenschaften des Baugrundes, dem Flußprofil etc.), der räumlichen Tragwirkungen (Winddruck, Brückenbreite), der technischen Möglichkeiten (Montageverfahren, Bauzeit), der Ästhetik u. a. m. zu treffen. Während früher auch Fragen der Genauigkeit der Berechnungsverfahren und damit der Sicherheit des zu erstellenden Bauwerkes eine Rolle spielten, sind uns heute die theoretischen Grundlagen zur einwandfreien statischen Berechnung aller drei Tragsysteme gegeben.

Mitbestimmend für die Wahl des Gerberträgers für eine weitgespannte Brücke sind vor allem schlechte Baugrundverhältnisse; indem der Horizontalschub des Bogens, resp. der Horizontalzug des Kabels einer Hängebrücke vermieden wird, haben allfällige Auflagersenkungen keinen Einfluß auf das Kräftespiel.

Die vorliegende Arbeit setzt sich zum Ziele, durch Auswertung bestehender weitgespannter Gerberträgerbrücken und durch systematische Untersuchungen über Abmessungen und Gewichte einiger Beispiele von Gerberträgern die Grundlagen für die direkte Eigengewichtsbestimmung und die Wahl der wirtschaftlichen Form und Gelenklage von Fachwerk-Gerberträgern zu ermitteln.

b) Die Eigengewichtsbestimmung beim einfachen Balken

Das Problem der Eigengewichtsbestimmung ist durch verschiedene Wissenschaftler zunächst am Falle des einfachen Balkens behandelt worden. *Baker* [5] und *M. am Ende* [6] haben empirische Näherungsformeln aufgestellt, die von den Durchbiegungen des Untergurtes, bzw. den Dehnungen der einzelnen Stäbe, abgeleitet sind.

Von der Gleichung von Prof. *Rohn*²⁾

$$G = g_t l = \gamma k \sum_0^l \frac{S \cdot s}{\sigma} = \gamma k \sum_0^l \left(\frac{S_1 s}{\sigma} + \frac{S_{gt} \cdot g_t \cdot s}{\sigma} \right)$$

wobei S_1 = Stabkraft infolge Fahrbahngewicht und Nutzlast,
 g_t = Eigengewicht,
 S_{gt} = Stabkraft infolge $g_t = 1$,

die auf den Beziehungen zwischen Eigengewicht, Stabkräften und Spannungen beruht, leitet *Angst* [3] die Gleichung ab

$$g_t = \frac{\gamma \cdot k \cdot \Sigma \frac{S_1 \cdot s}{\sigma}}{1 - \gamma k \Sigma \frac{S_{gt} \cdot s}{\Sigma}}$$

¹⁾ Ziffern in eckigen Klammern verweisen auf das Literaturverzeichnis.

²⁾ *Angst*, Diss. ETH 1915, S. 2.

wobei $k = G/G_1$, erforderliches Gewicht $G = \gamma k \sum_0^l \frac{S_0 \cdot s}{\sigma}$

und theoretisches Gewicht $G_1 = \gamma \sum_0^l \frac{S \cdot s}{\sigma}$

Der in den obigen Gleichungen enthaltene Koeffizient k wird als Konstruktionskoeffizient bezeichnet und drückt das Verhältnis zwischen dem Gewicht des ausgeführten Bauwerkes und dem auf Grund der auftretenden Kräfte und zulässigen Spannungen bei vollständiger Materialausnutzung theoretisch erforderlichen Minimalgewicht aus. *Angst* rechnet mit vier verschiedenen Größen, k_o (Obergurt), k_u (Untergurt), k_d (Diagonalen) und k_v (Vertikalen), und berücksichtigt das Gewicht der Verbände noch gesondert. Zudem führt er das Verhältnis zwischen Fahrbahngewicht und Nutzlast als veränderliche Größe ein.

Auf Grund der Zerlegung der Stabkräfte S in ihre Anteile aus Hauptträgereigengewicht, Fahrbahngewicht und Verkehrslast und durch Einführung von Zahlenfaktoren und Verhältniszahlen, die das geometrische Netz des Tragsystems, die Art der Lastverteilung (Stellung) und die Form der Einflußlinien erfassen, kommt Prof. Dr. *Stüßi* [1] auf die einfache und handliche theoretische Eigengewichtsformel:

$$g_H = \frac{l}{l_{gr} - l} (\varphi_f \cdot g_f + \varphi_p \cdot p) \quad (I)$$

Der Vorteil dieser Formel liegt in der Erfassung der unvollständigen Ausnutzung der Stäbe und des Gewichts der konstruktiven Zusatztteile und der Verbände durch einen einzigen Konstruktionsfaktor und in der Berücksichtigung der tatsächlichen Größe des Fahrbahngewichtes und der Nutzlast. Sie enthält den zweckmäßigen Ausdruck der Grenzspannweite l_{gr} , bei welcher das Tragwerk unter Erreichung der zulässigen Spannungen gerade sein eigenes Gewicht zu tragen vermag.

Die Formel von Prof. Dr. *Stüßi*, aus der sich allgemein auch die wirtschaftlichste Anwendungsgrenze eines bestimmten Tragsystems berechnen läßt, soll den nachfolgenden Eigengewichtsbetrachtungen zu Grunde gelegt werden.

c) Der heutige Stand der Untersuchungen über den Gerberträger und seine Abmessungen

Beim Gerberträger spielen neben den Fragen der Möglichkeit genauer Abschätzung des Eigengewichtes und der günstigsten Trägerhöhe, die bei jeder Brücke auftreten, die Probleme der günstigsten Gelenklage in der Mittelöffnung (Spannweitenverhältnis), bzw. Verhältnis zwischen den Seitenöffnungen und der Mittelöffnung, eine große Rolle. Bis heute liegen folgende Beiträge zur Lösung dieser Frage vor:

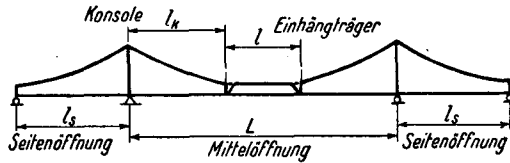


Fig. 1

Eine erste empirische Eigengewichtsformel hat *Baker* [5] angegeben. *Waddell* [7] fand an Hand von empirisch bestimmten Kurven verbesserte Eigengewichtswerte, die auf der Ermittlung eines Minimums durch Differentiation mathematischer Gleichungen beruhen. Als Trägerhöhe wurde bei den bisher ausgeführten Brücken die Annahme von ungefähr $H = 0,17 L$ über den Pfeilern und von $h = l/8$ bei den Gelenken mit linearem Übergang von H zu h getroffen (L = die Mittelöffnung, l = Einhängträgerlänge).

Für das Spannweitenverhältnis der Einhängträgerlänge zur Mittelöffnung geben *Merriman* und *Jakoby* [10] den Wert $l = 0,68 L$ an. *Waddell* kommt auf die Beziehung $l = 0,375 L$, während *Steinmann* [11] ein in Abhängigkeit von der Größe der Mittelöffnung veränderliches wirtschaftlichstes Verhältnis vorschlägt, nämlich $l = 0,5 L$ bei etwa $L = 350$ m und $l = 0,4 L$ bei etwa $L = 700$ m.

Als wirtschaftlichste Beziehung zwischen der Seitenöffnung und der Mittelöffnung nennen *Merriman* und *Jakoby* das Verhältnis $l_s = 0,34$; *Waddell* gibt den Wert $l_s = 0,37$ an, während *Steinmann* bis auf $l_s = 0,4 L$ kommt (l_s = die Seitenöffnung).

II. Die Mittelöffnung

a) Das theoretische Eigengewicht

An Hand der Ableitung der theoretischen Eigengewichtsformel, die Prof. Dr. *Stüßi* [1] am Beispiel des einfachen Fachwerkbalkens durchgeführt hat, soll in diesem Abschnitt auf die besonderen Verhältnisse beim Gerberträger hingewiesen und eine entsprechende Erweiterung dieser Formel gegeben werden.

Bekanntlich ergibt sich das Gesamtgewicht G_H des Fachwerkträgers aus dem Volumen $F \cdot s$ der einzelnen Stäbe und dem Raumbgewicht des Konstruktionsmaterials. Durch Einführung eines mittleren Laufmetergewichtes g_H , der zulässigen Zugbeanspruchungen, eines Konstruktionsfaktors und der Stabkräfte S , die wir unter Berücksichtigung der Einheitsstabkräfte S_H, S_F, S_P in ihre Anteile aus dem gesuchten Hauptträgergewicht g_H , dem bekannten Fahrbahngewicht g_f und der ebenfalls gegebenen Verkehrslast p zerlegen können, erhalten wir die Grundgleichung:

$$G_H = \gamma \Sigma F \cdot s = \frac{\mu \gamma}{\sigma_{zul.}} \Sigma S \cdot s \quad \left(F = \frac{S}{\sigma_{zul.}} \right)$$

$$g_H \cdot L = \frac{\mu \gamma}{\sigma} (\Sigma S_H \cdot g_H \cdot s + \Sigma S_f \cdot g_f \cdot s + \Sigma S_p \cdot p \cdot s) \quad (1)$$

F = Querschnittfläche des Stabes

L = Spannweite

s = Stablänge

Mit dem auch als Bauziffer bezeichneten Koeffizienten μ wird berücksichtigt, daß die eingeführte zulässige Beanspruchung wegen der Lochschwächung in Zugstäben und wegen der abgeminderten Knickspannungen in Druckstäben sowie wegen der Unmöglichkeit, die Stabquerschnitte immer genau den Stabkräften anzupassen, nicht ausgenützt werden kann; weiter wird das Gewicht der konstruktiven Zusatzteile (Knotenbleche, Stoßblaschen, Querschotten, Bindebleche u. a.) erfaßt, und schließlich ist es zweckmäßig, durch ent-

sprechende Vergrößerung von μ auch das Gewicht der Wind- und Querverbände dem Hauptträgergewicht zuzurechnen.

Die im ersten Glied der Klammer von Gleichung (1) auftretende Summe der mit ihrer Stablänge s multiplizierten Einheitsstabkräfte S_H ist für jede Fachwerkform bestimmt. Die Einheitsstabkräfte der Gurtungen können z. B. mit Hilfe der *Ritterschen* Momentgleichungen, diejenigen der Füllungsglieder mit den Komponentengleichungen, berechnet werden. Die Summe aller $S_H \cdot s$ ist zweckmäßig auf das Produkt eines nur vom geometrischen Netz des Tragsystems abhängigen Zahlenfaktors und der entsprechenden Spannweite l im Quadrat umzuformen:

$$\Sigma S_H \cdot g_H \cdot s = \beta \cdot g_H \cdot l^2 \quad (i)$$

Für den Fall des einfachen Fachwerkbalkens trifft die gemachte Voraussetzung eines über die ganze Spannweite gleich großen durchschnittlichen Hauptträgereigengewichtes g_h weitgehend zu, und der Faktor ist auf Grund der Momente und Querkraftsflächen für $g_h = 1,0$ und aus den Trägerhöhen und Feldweiten einfach zu berechnen.

Beim Gerberträger dagegen haben wir die starke Veränderlichkeit des Eigengewichtes und die verschiedenen Tragsysteme, d. h. den einfachen Balken (Einhängträger) und den Kragarm (die Konsole), zu berücksichtigen.

Wir führen neben einem über die ganze Mittelöffnung konstant anzunehmenden Laufmetergewicht g_H die beiden mittleren konstanten Eigengewichte g_h für den Einhängträger und g_{h_k} für die Konsole ein. Bei der Konsole ist dabei noch der als konzentrierte Last wirkende Auflagerdruck des Einhängträgers zu erfassen.

Auch hier variiert der Faktor β entsprechend der Fachwerksform, d. h. der veränderlichen Trägerhöhe und dem Tragsystem, doch soll die Ableitung der Eigengewichtsformel zunächst die Annahme eines mittleren, für die ganze Mittelöffnung gültigen Faktors β zu Grunde gelegt werden. Die Veränderlichkeit von β wird in den nächsten Abschnitten dieses Kapitels näher untersucht.

Unter diesen Voraussetzungen sind bei der Bestimmung der Summe aller $\Sigma S_h \cdot g_h \cdot s$ folgende drei Komponenten zu berücksichtigen:

1. Für den Einhängträger, einen einfachen Fachwerkbalken von der Länge l und dem Eigengewicht g_h , ergibt sich nach der allgemeinen Formel der Anteil

$$\Sigma S_h \cdot g_h \cdot s = \beta \cdot g_h \cdot l^2 \quad (a)$$

2. Für die Konsole mit der Kraglänge $\frac{1}{2}(L-l)$ und dem Eigengewicht g_{h_k} erhalten wir auf analoge Weise den Wert:

$$\Sigma S_{h_k} \cdot g_{h_k} \cdot s = \beta \cdot g_{h_k} \cdot \left(\frac{L-l}{2}\right)^2$$

Für die beiden Konsolen ergibt sich:

$$\Sigma S_{h_k} \cdot g_{h_k} \cdot s = \beta \cdot g_{h_k} \cdot \frac{(L-l)^2}{2}$$

Aus dem Gesamteigengewicht

$$G_H = g_H \cdot L = g_h \cdot l + g_{h_k} (L-l)$$

folgt

$$g_{h_k} = \frac{g_H \cdot L - g_h \cdot l}{L-l}$$

und der Konsolenanteil wird zu

$$\Sigma S_{h_k} \cdot g_{h_k} \cdot s = \beta \{g_H \cdot L - g_h \cdot l\} \left\{\frac{L-l}{2}\right\} \quad (b)$$

3. Die Reaktion des Einhängträgers auf die Konsole hat den Wert

$$P = g_h \cdot \frac{l}{2}$$

Um unsere Formel anwenden zu können, setzen wir diese konzentrierte in eine entsprechende gleichmäßig verteilte Belastung um. Die Momentenfläche aus dieser Ersatzbelastung soll dabei gleich derjenigen aus der Einzellast sein. Entsprechend Fig. 2 und 3 folgt

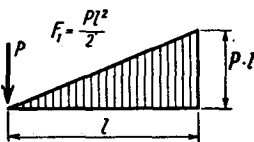


Fig. 2

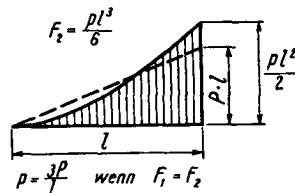


Fig. 3

$$\frac{1}{2} P \cdot l_k^2 = \frac{1}{6} p \cdot l_k^3 \quad \text{oder} \quad p = \frac{3P}{l_k}$$

In unserem Fall wird die Ersatzbelastung

$$g_h \frac{3l}{L-l}$$

Für diese gleichmäßig verteilte Belastung wird der Anteil von

$$\begin{aligned} \Sigma S_{P_{hk}} \cdot g_{P_{hk}} \cdot s &= \beta g_h \frac{3l}{L-l} \cdot \frac{(L-l)^2}{2} \quad (\text{für 2 Konsolen}) \\ &= \frac{3}{2} \beta g_h l (L-l) \end{aligned} \quad (c)$$

Die Summe der drei Anteile a), b) und c) ergibt sich zu

$$\begin{aligned} \Sigma S_H \cdot g_H \cdot s &= \beta \cdot g_h \cdot l^2 + \frac{1}{2} \beta (g_H \cdot L - g_h \cdot l) (L-l) + \frac{3}{2} \beta \cdot g_h \cdot l (L-l) \\ &= \beta \left\{ g_h [l^2 + l(L-l)] + g_H L \cdot \frac{L-l}{2} \right\} \end{aligned}$$

Nach Einführung des Verhältnisses zwischen der Einhängträgerlänge l und der Mittelöffnungslänge L

$$\xi = \frac{l}{L}$$

erhalten wir den der Gleichung (1) des einfachen Balkens entsprechenden Ausdruck für den Gerberträger (Mittelöffnung):

$$\Sigma S_H \cdot g_H \cdot s = \beta L^2 \left\{ \xi g_h + \frac{1-\xi}{2} g_H \right\} \quad (2)$$

und davon erhalten wir den Zahlenfaktor β .

$$\beta = \frac{\Sigma S_H \cdot g_H \cdot s}{\left(\xi g_h + \frac{1-\xi}{2} g_H \right) L^2}$$

Die Ausdrücke $\Sigma S_j \cdot s$ und $\Sigma S_p \cdot s$ im zweiten und dritten Glied der Klammern von der Gleichung (1) stehen in einem bestimmten Verhältnis zum Ausdruck $\Sigma S_H \cdot g_H \cdot s$. Wir führen die Koeffizienten:

$$\varphi_f = \frac{g_f \Sigma S_f \cdot s}{\Sigma S_H \cdot g_H \cdot s} \quad \varphi_p = \frac{p \Sigma S_p \cdot s}{\Sigma S_H \cdot g_H \cdot s}$$

Die entsprechenden Koeffizienten φ_f , φ_p sind von der Art der Lastverteilung und der Form der Einflußlinien abhängig.

Auf analoge Weise wie das erste lassen sich auch diese beiden Glieder umformen. Wir erhalten die folgenden neuen Ausdrücke:

$$g_f \Sigma S_f \cdot s = \beta \cdot L^2 \cdot \varphi_f \cdot g_f \frac{1+\xi}{2} \quad (3)$$

$$p \Sigma S_p \cdot s = \beta \cdot L^2 \cdot \varphi_p \cdot p \cdot \frac{1+\xi}{2} \quad (4)$$

Durch Einsetzen der Gleichung (2), (3) und (4) in der Gleichung (1) erhalten wir:

$$g_H \cdot L = \frac{\gamma \cdot \mu \cdot \beta}{\sigma_{zul.}} L^2 \left\{ \xi g_h + \frac{1-\xi}{2} g_H + \frac{1+\xi}{2} (\varphi_f \cdot g_f + \varphi_p \cdot p) \right\}$$

In der endgültigen Formel führen wir noch die Grenzspannweite

$l_{gr.} = \frac{\sigma_{zul.}}{\gamma \cdot \mu \cdot \beta}$ ein und erhalten:

$$g_H = \frac{L}{l_{gr.} - \frac{1-\xi}{2} L} \left\{ \xi g_h + \frac{1+\xi}{2} (\varphi_f \cdot g_f + \varphi_p \cdot p) \right\}$$

Das Gewicht g_H wird unendlich groß, wenn $l_{gr.} = \frac{1-\xi}{2} L = l_k$ oder $l_{gr.}$ ist die Grenzspannweite der Konsole; somit wird

$$g_H = \frac{L}{l_{k gr.} - l_k} \left\{ \xi g_h + \frac{1+\xi}{2} (\varphi_f \cdot g_f + \varphi_p \cdot p) \right\} \quad (II)$$

Während uns die Grundgleichung des einfachen Balkens eine Grenzspannweite liefert, erhalten wir auf Grund der obenstehenden Formel eine Grenzlänge der Konsole. Wenn die Auskrägung den Wert $l_{k gr.}$ erreicht, so wird auch bei beliebig kleiner Belastung das Gewicht g_H stets unendlich groß.

Diese Formel wird den weiteren Untersuchungen zu Grunde gelegt.

b) Das günstigste Spannweitenverhältnis

1. Vorbemerkung

Näherungsweise kann man das günstigste Verhältnis ξ des Einhängträgers zur Mittelöffnung auf Grund des Verfahrens von *P. Lorin* finden. Er setzt voraus, daß bei der Dimensionierung des Trägers die zulässigen Beanspruchungen in den Gurtungen überall ausgenützt werden. Das Verhältnis ξ ergibt sich, wenn die arithmetische Summe der Absolutwerte der verschiedenen Teilflächen der Momentengrenzwertlinien zu einem Extremwert wird.

So beträgt bei Fachwerkträgern das Gewicht der Gurtungen:

$$G = \frac{2\gamma \Sigma M_x \cdot l_x}{\sigma_{zul} \cdot h_x} \quad M_x = \text{Moment beim Punkt } x$$

$$G = \frac{2\gamma \cdot \text{Momentenfläche}}{\sigma_{zul} \cdot \text{Mittlere Höhe}} \quad l_x = \text{Teilflächenabstand}$$

$$G = \frac{2\gamma}{\sigma_{zul}} \left\{ \frac{F_1}{h_1} + 2 \frac{F_2}{h_2} \right\} \quad h_x = \text{Trägerhöhe beim Punkt } x$$

wobei

F_1 = Momentenfläche des Einhängträgers (Spannweite $l = \xi L$)

F_2 = Momentenfläche einer Konsole (Spannweite $l_k = (1 - \xi) \frac{L}{2}$)

So ergibt sich für eine verteilte Belastung p_e über den Einhängträger

$$F_1 = p_e \frac{\xi^3 L^3}{12}$$

und für eine Belastung p_k über die Konsole (Fig. 4)

$$F_2 = \frac{p_e L^3}{16} \xi (1 - \xi)^2 + \frac{p_k L^3}{48} (1 - \xi)^3$$

Eingesetzt in der Gleichung (i) erhalten wir

$$G = \frac{2\gamma}{\sigma_{zul}} \left\{ \frac{p_e \cdot L^3 \cdot \xi^3}{12 h_1} + \frac{3 p_e \cdot L^3 \cdot \xi (1 - \xi)^2 + p_k L^3 (1 - \xi)^3}{24 h_2} \right\}$$

Das Verhältnis $\frac{p_e}{p_k}$ kann man bei ausgeführten Brücken in Abhängigkeit von ξ berechnen; es soll vorläufig zu $\frac{p_e}{p_k} = \frac{1 + \xi}{2}$ angenommen werden.

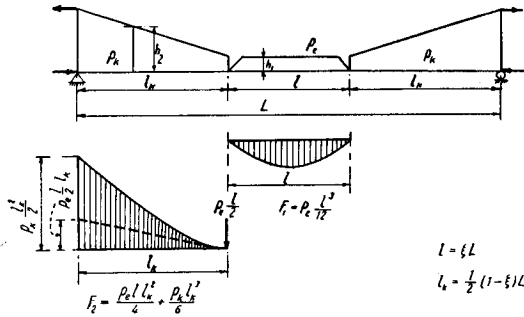


Fig. 4

Die wirtschaftliche Höhe des Einhängträgers sei $h_1 = \frac{\xi L}{8}$

Die Höhe der Konsole sei $h_2 = \frac{L}{m}$ (m variiert zwischen 5 und 8).

Unter diesen Annahmen erhalten wir:

$$G = \frac{2m \cdot \gamma \cdot p_k \cdot L^2}{24 \sigma_{zul}} \left\{ 1 - 1,50 \xi + \left(1,5 + \frac{8}{m}\right) \xi^2 - \left(2,5 - \frac{8}{m}\right) \xi^3 + 1,5 \xi^4 \right\}$$

G wird minimal, wenn $\frac{dG}{d\xi} = 0$, oder wenn

$$-1,5 + \left(3 + \frac{16}{m}\right) \xi - \left(7,5 - \frac{24}{m}\right) \xi^2 + 6,0 \xi^3 = 0$$

Daraus erhalten wir folgende Ergebnisse:

für $m = 5 \left(h_2 = \frac{L}{5}\right) \quad -1,5 + 6,2 \xi - 2,7 \xi^2 + 6 \xi^3 = 0 \quad \xi = 0,254$

für $m = 6 \left(h_2 = \frac{L}{6}\right) \quad -1,5 + 5,66 \xi - 3,5 \xi^2 + 6 \xi^3 = 0 \quad \xi = 0,291$

für $m = 7 \left(h_2 = \frac{L}{7}\right) \quad -1,5 + 5,28 \xi - 4,07 \xi^2 + 6 \xi^3 = 0 \quad \xi = 0,327$

für $m = 8 \left(h_2 = \frac{L}{8}\right) \quad -1,5 + 5,0 \xi - 4,5 \xi^2 + 6 \xi^3 = 0 \quad \xi = 0,362$

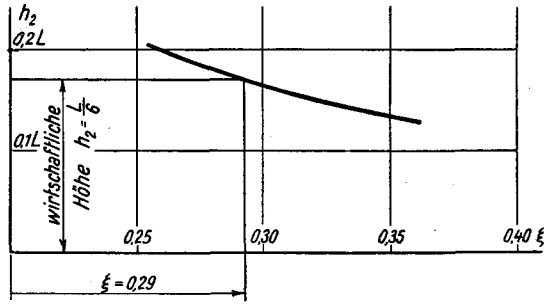


Fig. 5

Diese Werte sind in der nachstehenden Kurve (Fig. 5) in Abhängigkeit von h_2 eingetragen; das günstigste Spannweitenverhältnis ξ ergibt sich bei der wirtschaftlichen Konsolenhöhe $h_2 = \frac{L}{6}$ und beträgt 0,29.

Dieses Verfahren stützt sich auf das theoretische Eigengewicht der Gurtungen allein und läßt die Füllungsglieder (Diagonalen und Vertikalen) unberücksichtigt. Der entsprechende Wert von ξ ist demzufolge ungenau.

2. Das Spannweitenverhältnis (Grundlagen der Untersuchungen)

Wie bereits mehrmals erwähnt, sind das günstigste Spannweitenverhältnis und die wirtschaftlichste Höhe für die Abmessung der Mittelöffnung maßgebend.

Wir wissen, daß es für jedes Spannweitenverhältnis ξ nur eine günstige Trägerhöhe gibt. Der Einfluß der Trägerhöhe ist aber nicht so groß wie derjenige des Spannweitenverhältnisses. Wohl nimmt mit steigender Höhe das Gurteigengewicht im allgemeinen ab, dagegen nehmen die Gewichte der Diagonalen und der Querverbände zu. Diese Einflüsse bewegen sich jedoch in verhältnismäßig engen Grenzen, wie im nächsten Abschnitt gezeigt wird.

Um die Frage des Spannweitenverhältnisses näher abzuklären, wurde bei verschiedenen Brücken mit unterschiedlichen Verhältnissen die Dimensionierung und Gewichtsbestimmung durchgeführt.

Für die Trägerhöhe erwies sich die Annahme eines konstanten, bzw. eines in Abhängigkeit der Konsolenlänge und der Mittelöffnung veränderlichen Höhenwertes als zweckmäßig. An der nachfolgenden Zusammenstellung gehen die gewählten Verhältnisse ξ hervor:

ξ	l	l_k	$L = 1800 \text{ ft}$
0,24722	445 ft (135,6 m)	677,5 ft (206,5 m)	
0,28333	510 ft (155,4 m)	645,0 ft (196,6 m)	
0,31944	575 ft (175,2 m)	612,5 ft (186,7 m)	(548,6 m)
0,35555	640 ft (195,1 m)	580,0 ft (176,8 m)	$= l + 2 l_k$
0,39167	705 ft (214,9 m)	547,5 ft (166,9 m)	

Da die Ausfachung das Ergebnis beeinflusst, wurde bei allen behandelten Fällen das gleiche geometrische Netz (K -Fachwerk) angenommen (Fig. 6).

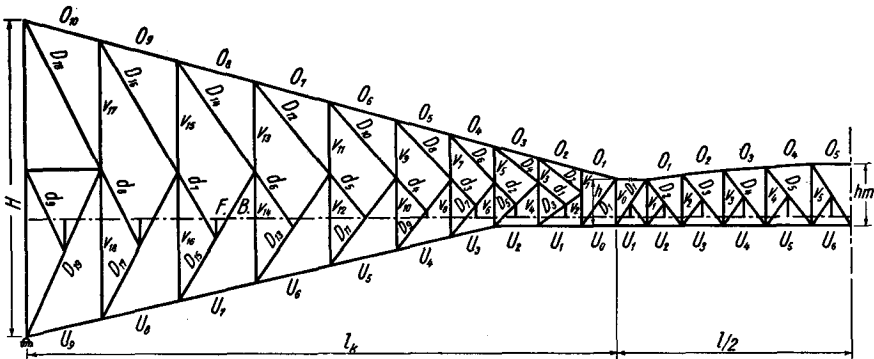


Fig. 6

Die erwähnte Brücken-Dimensionierung und Gewichtsbestimmung wurden des weiteren unter folgenden Annahmen durchgeführt:

I. Die Belastungen sind diejenigen einer ausgeführten Brücke (Quebec-Brücke)

$$g_f = 1,567 \text{ t/ft.} = 5,141 \text{ t/m}$$

$$p = 3,216 \text{ t/ft.} = 10,552 \text{ t/m}$$

II. Als zulässige Spannungen wurden ebenfalls die bei dieser Brücke gültigen Werte angenommen, nämlich

$$\sigma_{zul.} = 1,53 \text{ t/cm}^2$$

(gemischte Konstruktionen aus 40% N. Stahl und 60% Nickelstahl).

III. Die Dimensionierung der verschiedenen Stäbe wurde nach den schweizerischen Normen (Entwurf 1951) durchgeführt.

IV. Auch die Windeinflüsse und Windverbände sind an Hand dieser Normen bestimmt worden.

Es waren jeweils mehrere Rechnungsgänge notwendig, bis das endgültige Eigengewicht mit dem geschätzten übereinstimmte. Der Aufwand für die Ermittlung der aufgeführten Werte war sehr beträchtlich, da jeder der notwendigen vier Rechnungsgänge sehr umfangreiche Bemessungsarbeiten erforderte.

Es wurden dabei nicht nur sämtliche Stäbe dimensioniert, sondern auch die verschiedenen konstruktiven Zusatzteile, wie Knotenbleche, Stöße etc., bestimmt. Auf Seite 29 ist eine solche Berechnung und Bemessung als Beispiel vollständig durchgeführt.

3. Untersuchung bei konstanter Höhe

Als erstes führen wir die Untersuchungen bei einer bestimmten Höhe über dem mittleren Auflager $H = 0,172$, $L = 94,485$ m durch; dabei soll die Höhe h am freien Ende der Konsole abhängig von der Einhängträgerlänge ca. $\frac{l}{9-10}$ sein (Halbparabel mit einer Höhe $l/8$ in der Mitte). Wir ermitteln für die verschiedenen, gewählten Verhältnisse die endgültigen, durchschnittlichen Eigengewichte g_H , wie im Beispiel auf Seite 29 gezeigt wird. Der Zahlenfaktor β ergibt sich danach aus der Gleichung (2) (S. 14).

Die Berechnungsergebnisse für die verschiedenen Verhältnisse sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

ξ	g_h	g_H	β
0,2472	5,3276	14,1725	1,560
0,2833	6,4134	13,9874	1,574
0,3194	7,6145	14,2638	1,555
0,3555	8,9818	14,6482	1,520
0,3916	10,4444	15,0000	1,490

Die beiden Werte g_H und β sind im Zusammenhang mit den Verhältnissen ξ in Fig. 7 und 8 eingetragen.

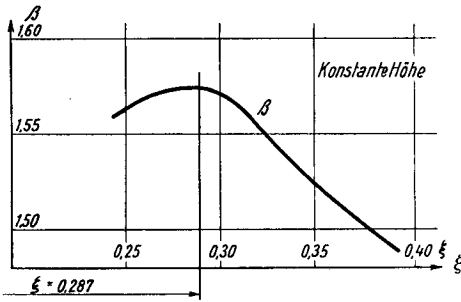


Fig. 7

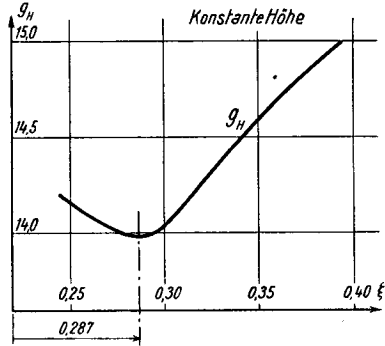


Fig. 8

Bei dieser Kurve liegt das wirtschaftlichste Spannweitenverhältnis des Einhängträgers zur Mittelöffnung ξ bei $\xi = 0,287^4$).

Aus Gleichung 2 Seite 14 ergibt sich:

$$\beta = \frac{\Sigma S_H \cdot g_H \cdot s}{\left(\xi g_h + \frac{1-\xi}{2} g_H \right) L^2}$$

$$\beta = \frac{\Sigma S_H \cdot g_H \cdot s}{g_H L^2 \left\{ \frac{1}{2} + \xi \left(\frac{g_h}{g_H} - \frac{1}{2} \right) \right\}}$$

Demzufolge stellen wir fest:

- a) Mit zunehmendem ξ -Wert nimmt das Gewicht g_h zu, und daher auch der Klammer-Wert $\xi \left(\frac{g_h}{g_H} - \frac{1}{2} \right)$, damit nimmt der Faktor β ab.
- b) Mit Abnahme des ξ -Wertes nimmt der Klammer-Wert auch ab, also wird der β -Wert eine Funktion von g_H .

Anders Ausgedrückt: Der maximale β -Wert gehört zum wirtschaftlichsten Eigengewicht.

⁴⁾ Vgl. *Waddell* ($\xi = 0,375$) und *Steinmann* ($\xi = 0,40$).

Die beiden Koeffizienten φ_f und φ_p der Eigengewichtsgleichung ergeben sich aus den Gleichungen (3) und (4) (Seite 15), deren Werte in der folgenden Tabelle zusammengestellt sind:

ξ	β	φ_f	φ_p
0,24722	1,560	1,100	1,113
0,28333	1,574	1,060	1,073
0,31944	1,555	1,046	1,058
0,35555	1,516	1,040	1,055
0,39167	1,490	1,030	1,051

Das wirtschaftlichste Verhältnis $\xi = 0,287$ liegt im Tangentenschnittpunkt an beiden Kurven der Fig. 9.

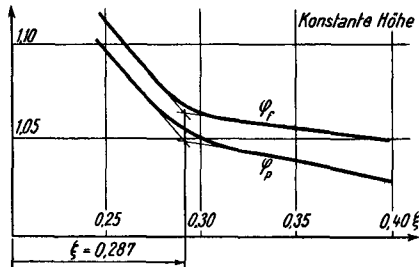


Fig. 9

Nun setzen wir diese Werte φ_f und φ_p in der Eigengewichtsgleichung (II) ein und erhalten daraus den Wert des Ausdrucks $l_{k\text{gr.}}$

$$l_{k\text{gr.}} = l_k + \frac{L}{g_H} \cdot \left[\xi g_h + \frac{1 + \xi}{2} (\varphi_f \cdot g_f + \varphi_p \cdot p) \right]$$

Aus dieser Gleichung (Zahlenrechnung) erhalten wir die folgenden Ergebnisse für $l_{k\text{gr.}}$; ferner ist der gefundene Konstruktionsfaktor μ angegeben.

ξ	$l_{k\text{gr.}}$	μ
0,24722	678,2	1,80
0,28333	687,6	1,80
0,31944	698,2	1,79
0,35555	718,9	1,78
0,39167	736,3	1,78

Die Untersuchungen haben gezeigt, daß der μ -Wert bei den verschiedenen Spannweitenverhältnissen annähernd konstant bleibt,

und zwar beträgt er 1,80, wie später im Detail gezeigt wird. Die Konsolengrenzlänge $l_{kgr.}$ ergibt sich auch aus der Gleichung $l_{kgr.} = \frac{\sigma_{zul.}}{\gamma \cdot \mu \cdot \beta}$, ist also eine Funktion des β -Wertes (μ ist konstant).

Es bestätigt sich demnach, daß beim Gerberträger, im Gegensatz zum einfachen Balken mit konstanter Grenzlänge $l_{gr.}$, entsprechend der Veränderlichkeit von β , verschiedene Werte von $l_{kgr.}$ auftreten.

In den nächsten Abschnitten wird die Frage der Konsolengrenzlänge $l_{kgr.}$ im Zusammenhang mit der Einhängerträgerlänge $l_{gr.}$ näher untersucht.

4. Untersuchung bei verschiedenen Höhen

Im vorhergehenden Abschnitt dieses Kapitels haben wir die Untersuchung bei einer für alle Verhältnisse ξ gleich bleibenden Höhe über dem Auflager von $H = 0,172 L$ durchgeführt.

Da jedoch im allgemeinen die wirtschaftlichste Höhe über dem Auflager nicht nur von der totalen Spannweite L , sondern auch vom Spannweitenverhältnis, bzw. der Konsolenlänge $l_k = \frac{1}{2}(1 - \xi)L$, abhängig ist, führen wir die weiteren Untersuchungen bei veränderlichen Höhenwerten durch. Eine übersichtliche Darstellung der Verhältnisse erhalten wir, wenn wir die Summe der beiden Höhenwerte h und H konstant ansehen.

h = Höhe am freien Ende der Konsole, abhängig von der Einhängerträgerlänge,

H = Trägerhöhe über dem Auflager.

Die für die vier verschiedenen Einhängerträgerlängen sich ergebenden Höhenwerte gehen aus nachstehender Abbildung hervor (Fig. 10).

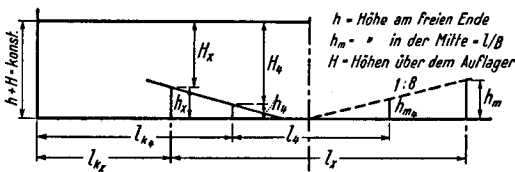


Fig. 10

ξ	h	H
0,24722	12,192 m	103,629 m
0,28333	15,2395 m	100,581 m
0,31944	18,287 m	97,533 m
0,35555	21,335 m	94,485 m

Diese vier Fälle sind für die gleichen Belastungen (Fahrbahngewicht und Nutzlast) und die endgültigen durchschnittlichen Eigengewichte g_H durchgerechnet worden (ermittelt durch sukzessive Approximation), wie im Beispiel auf Seite 29 gezeigt wird.

Wie im vorhergehenden Abschnitt, so erhalten wir auch hier verschiedene Werte von β .

Die Auswertung sieht wie folgt aus:

ξ	g_h	g_H	β
0,24722	5,3276	13,6436	1,525
0,28333	6,4134	13,5970	1,540
0,31944	7,6145	14,1214	1,528
0,35555	8,9818	14,5482	1,517

Die Werte β und die g_H -Werte sind in Fig. 11 und 12 eingetragen. Da wir jetzt mit größeren Höhen gerechnet haben, sind die Werte, wie zu erwarten war, kleiner ausgefallen. Auch hier, obwohl die

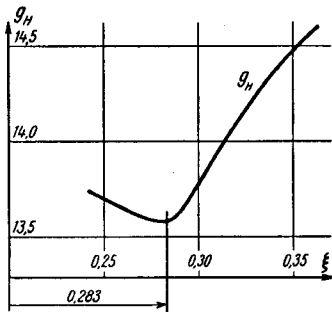


Fig. 11

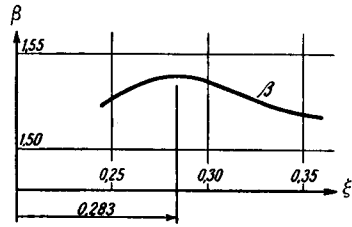


Fig. 12

neuen Höhenwerte wirtschaftlichere Eigengewichte lieferten als in den vorigen Untersuchungen, liegt das für das wirtschaftlichste Eigengewicht maßgebende Verhältnis der Einhängträger bei $\xi = 0,283$ (Fig. 12), also ungefähr an der gleichen Stelle wie vorher.

Auch hier findet man den maximalen β -Wert beim wirtschaftlichsten Eigengewicht g_H .

Die Koeffizienten φ_f und φ_p

Die Koeffizienten φ_f und φ_p ändern sich für verschiedene ξ -Werte. Sie ergeben sich aus den Gleichungen (3) und (4), Seite 15, zu:

$$\varphi_f = \frac{\Sigma S_f \cdot s}{\frac{1+\xi}{2} \beta L^2} \quad \varphi_p = \frac{\Sigma S_p \cdot s}{\frac{1+\xi}{2} \beta L^2}$$

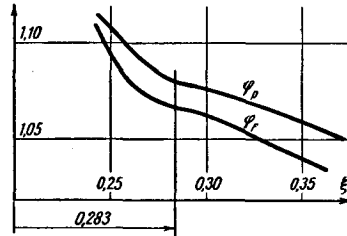


Fig. 13

In unserem Fall sieht die Auswertung folgendermaßen aus:

ξ	β	$\Sigma S_f \cdot s$	φ_f	$\Sigma S_p \cdot s$	φ_p
0,2472	1,525	313875	1,10	316848	1,110
0,2833	1,540	317170	1,067	321075	1,08
0,3194	1,528	320961	1,052	325926	1,069
0,3555	1,517	320906	1,038	327055	1,058

Tragen wir diese Werte in einem Diagramm auf (Fig. 13) und verbinden sie durch eine Kurve, so treten bei $\xi = 0,283$ Wendepunkte auf. Diese Wendepunkte stellen das wirtschaftlichste Verhältnis dar ($\xi = 0,283$).

Die Konsolengrenzlänge $l_{kgr.}$

Die Konsolengrenzlänge $l_{kgr.}$ ermittelt sich aus der Gleichung des Eigengewichtes

$$g_H = \frac{L}{l_{kgr.} - l_k} \cdot \left[\xi g_h + \left(1 + \frac{\xi}{2} \right) (g_f \cdot \varphi_p + p \cdot \varphi_p) \right]$$

Hier ergibt sich folgende Auswertung:

ξ	g_H	g_h	$l_{kgr.}$
0,24722	13,6436	5,3276	693,9 m
0,28333	13,5970	6,4134	707,7 m
0,31944	14,1214	7,6145	710,3 m
0,35555	14,5482	8,9818	718,9 m

Um die Gelenklage festlegen zu können, betrachten wir die totale Grenzspannweite $L_{gr.tot}$.

Die totale Grenzspannweite der Mittelöffnung $L_{gr.tot}$.

Bei einfachen Balken ergibt sich eine eindeutige, konstante Grenzspannweite $l_{gr.}$, und zwar beträgt sie 440 m für Konstruktionen (Halbparabel) aus normalem Stahl $\sigma_{zul.} = 1,2 \text{ t/cm}^2$ und 560 m für Konstruktionen aus normalem und hochwertigem Stahl (mittlere $\sigma_{zul.} = 1,53 \text{ t/cm}^2$).

Dagegen setzt sich die totale Grenzspannweite $L_{gr.tot}$ des Gerberträgers aus zwei Werten zusammen:

- a) der Grenzlänge des Einhängerträgers $l_{gr.}$,
- b) der Konsolengrenzlänge $l_{k.gr.}$ oder $L_{gr.tot.} = l_{gr.} + 2l_{k.gr.}$.

Diese totale Grenzspannweite $L_{gr.tot}$ können wir auf zwei verschiedene Arten ermitteln:

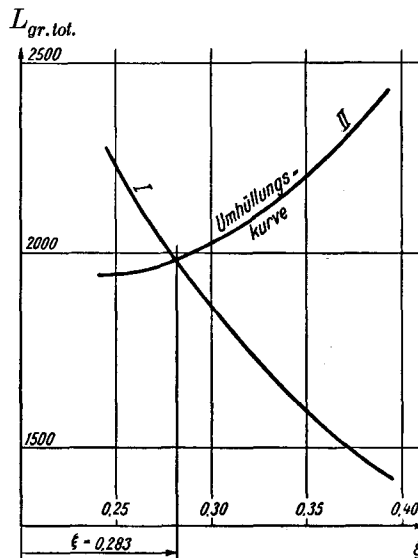


Fig. 14

1. Wir nehmen die Grenzlänge des Einhängträgers als konstant an (einfacher Balken $l_{gr.} = 560$ m) und erhalten für $L_{gr.tot.}$ für verschiedene Werte aus der Beziehung $L = \frac{l}{\xi}$ eine Kurve (I) (Fig. 14).

2. Wir ermitteln die totale Grenzspannweite ohne Rücksichtnahme auf die mögliche Grenzlänge des Einhängträgers. Als Ergebnis erhalten wir die Umhüllungskurve (II) (Fig. 14) aus der Beziehung $L = l_{k.gr.} \frac{2}{1-\xi}$. Die Kurve (II) umschließt die totalen Grenzlängen, die für die wirtschaftlichsten Trägerhöhen ermittelt wurden.

Der Schnittpunkt der beiden Kurven (I) und (II) ergibt das Spannweitenverhältnis, für das sowohl der Einhängträger als auch die Konsole ihre Grenzspannweite erreichen.

Dieses Verhältnis liegt bei $\xi = 0,283$, also wiederum an der gleichen Stelle wie in den Untersuchungen A und B, und erfüllt die Bedingung für das günstigste Eigengewicht.

Diese Betrachtung über die Grenzspannweite hat uns also die Gelenklage eindeutig festgelegt.

Eine andere Betrachtungsweise führt zum gleichen Ergebnis. Es ist nämlich

$$l = l_k \frac{2\xi}{1-\xi} \quad (\text{III})$$

Wir ermitteln also zu jeder Konsolengrenzlänge nach Gleichung (III) die dazugehörige Einhängträgergrenzlänge $l_{gr.}$ ohne Rücksichtnahme auf die Möglichkeit einer praktischen Verwirklichung (theoretische Werte).

Aus dieser Zahlensrechnung ergeben sich folgende Werte:

ξ	$l_{gr.}$ (konst.)	$L_{gr.}$ (I)	$l_{k.gr.}$	$L_{gr.}$ (II)	$L_{gr.}$ (III)
0,2472	560	2265	694	1844	456
0,2833	560	1975	708	1976	561
0,3194	560	1753	710	2086	666
0,3555	560	1575	719	2232	793
0,3917	560	1430	736	2419	948

Tragen wir diese Werte (III) in einer Kurve (Fig. 15) auf und diskutieren wir die Ergebnisse wie folgt:

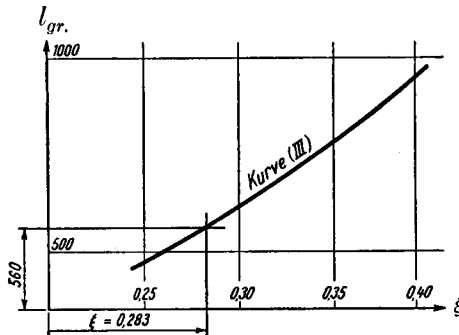


Fig. 15

a) $l_{gr.}$ größer als 560 m, d. h. die Konsole ist überdimensioniert. Sie trägt im Grenzzustand einen Einhänger, der gar nicht möglich ist. Die Konsole ist unwirtschaftlich.

b) $l_{gr.}$ kleiner als 560 m, d. h. die Konsole ist im Grenzzustand nicht in der Lage, einen Einhänger der Grenzspannweite aufzunehmen. Die Konsole ist unwirtschaftlich.

c) $l_{gr.} = 560$ m, d. h. die Konsole trägt im Grenzzustand gerade einen Einhänger mit der Grenzspannweite. Dieser Zustand wird für $\xi = 0,283$ erreicht.

Der Wert $\xi = 0,283$ stellt also eindeutig das wirtschaftlichste Spannweitenverhältnis für den Gerberträger dar.

5. Die wirtschaftlichste Höhe

Die maßgebenden Abmessungen der Mittelöffnung sind, wie bereits schon in der Einleitung bemerkt, das Spannweitenverhältnis und die Trägerhöhe. Sie zusammen sind bestimmend für das günstigste Trägereigengewicht einer weitgespannten Gerberträgerbrücke.

Im allgemeinen ist für jedes Spannweitenverhältnis eine günstige Trägerhöhe bestimmbar.

Wir wollen nun für das wirtschaftlichste Spannweitenverhältnis $\xi = 0,283$ die dazugehörigen günstigsten Höhen festlegen.

Zu diesem Zwecke wählen wir fünf verschiedene Trägerhöhen über den Auflagern, nämlich:

$$\begin{aligned}
 H_1 &= 0,172 L \quad (94,485 \text{ m}) \\
 H_2 &= 0,178 L \quad (97,533 \text{ m}) \\
 H_3 &= 0,183 L \quad (100,581 \text{ m}) \\
 H_4 &= 0,189 L \quad (103,629 \text{ m}) \\
 H_5 &= 0,194 L \quad (106,677 \text{ m})
 \end{aligned}$$

Die Höhe h am freien Ende der Konsole ist bestimmt durch die Einhängträgerlänge l und beträgt $l/10$ (konstant in allen diesen Fällen).

Zur Veranschaulichung der notwendigen Berechnungsgänge ist nachstehend als Beispiel der Fall H_4 vollständig aufgeführt.

I. Belastungen

1. Belastungen über den Hauptträger

- a) Fahrbahngewicht* = 5,14 t/m
- b) Nutzlast* = 10,53 t/m

2. Belastungen über den Windverband

(Nach dem schweizerischen Normen-Entwurf 1951)

a) Windlast über die Konsole

Höhe über Meer	= 149,4 m
Staudruck	$q = 150 \text{ kg/m}^2$ (Art. 20)
Mittlere Trägerfläche / m	$F = 55,8 \text{ m}^2$
Mittlere Ansichtsfläche der Stäbe / m	$F_s = 11,7 \text{ m}^2$

$\frac{F_s}{F} = 0,21$, und aus der Tabelle 31 erhalten wir $c_{n\infty} = 1,7$.

Aus der Tabelle 32 erhalten wir einen Schlankheitsfaktor K_l , von 0,96 $\left(\frac{L}{H} = 3,44\right)$

Der Abschirmfaktor k_x' ergibt sich aus der Tabelle 33; er beträgt 0,75 $\left(\frac{x}{H} = 0,44\right)$

Belastung K_I			
auf den vorderen Träger	=	$0,96 \cdot 1,7 \cdot 0,15 \cdot 11,7$	= 2,86 t/m
Belastung K_{II}			
auf den hinteren Träger	=	$0,75 \cdot 2,86$	= 2,15 t/m
Belastung K_{v_1}			
auf das Verkehrsband	=	$1,5 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,15 \cdot 3,8 \cdot 1,0$	= 0,57 t/m
Belastung K_{v_1}			
auf die Fahrbahn	=	$1,5 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,15 \cdot 0,7 \cdot 1,0$	= 0,11 t/m

($c_n = 1,5$ aus der Tabelle 34, Fall II, „Eisenbahnbrücken“)

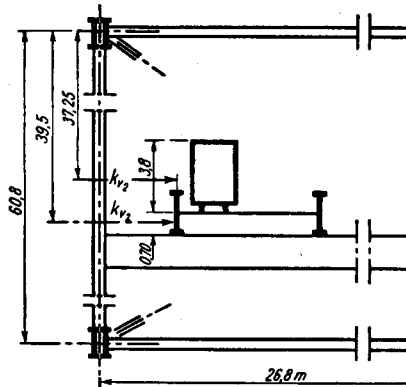


Fig. 16

Totale Belastung des unteren Windverbandes (aus Fig. 16)

$$\frac{2,86 + 2,15}{2} + \frac{0,57 \cdot 37,25}{60,8} + \frac{0,11 \cdot 39,0}{60,8} = 2,93 \text{ t/m}$$

b) Windlast auf den Eihängträger

Höhe über Meer	=	103,00 m
Staudruck	$q =$	150 kg/m ²
Mittlere Trägerfläche	$F =$	18,00 m ²
Mittlere Ansichtsfläche der Stäbe	$F_s =$	4,00 m ²

Daraus $\frac{F'_s}{F} = 0,22$ und $c_{n\infty} = 1,70$
 Schlankheitsfaktor $k_{ly} = 0,97$ ($L/h = 9,0$)
 Abschirmfaktor $k_x = 0,83$ ($x/h = 1,3$)

Belastung K_I
 auf den vorderen Träger = 0,97, 1,7, 0,15, 4,0 = 0,99 t/m
 Belastung K_{II}
 auf den hinteren Träger = 0,83, 0,99 = 0,82 t/m
 Belastung K_{v_1}
 auf das Verkehrsband = 1,5, $\frac{2}{3}$, 0,15, 3,8 = 0,57 t/m
 Belastung K_{v_1}
 auf die Fahrbahn = 0,15, 0,7 = 0,11 t/m

Total Belastung auf den unteren Windverband

$$\frac{0,99 + 0,82}{2} + \frac{0,57 \cdot 15,7}{18,0} + 0,11 = 1,51 \text{ t/m}$$

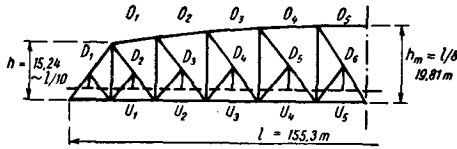


Fig. 17

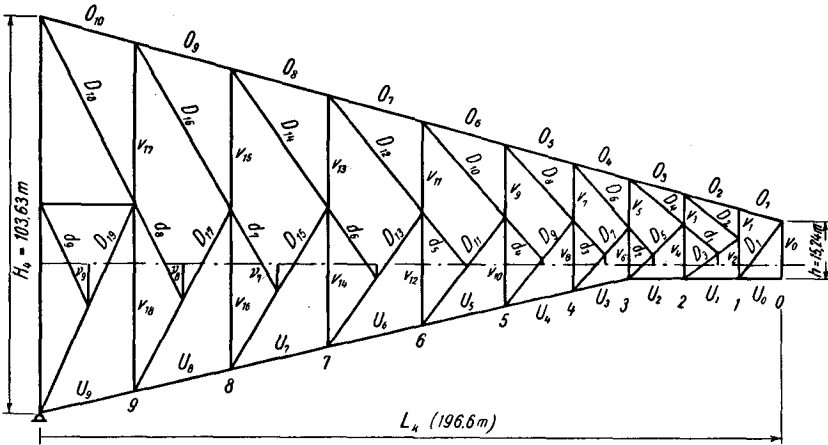


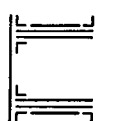
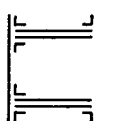

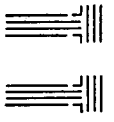










Fig. 18

II. Dimensionierung und Gewichts Berechnung

a) Der Einhängträger (s. Fig. 17)

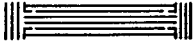
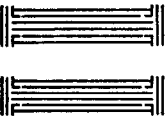


Stab	Länge m	Stabkraft S infolge				Dimensionierung				Gewichtsberechnung		
		q/t	p t	q_h t	total t	Stab- Querschnitt	Fläche mm cm ²	σ_{zul} t/cm ²	σ_{verh} t/cm ²	theoret. Gewicht (σ_{zul}) t	wirkl. Gewicht t	mit Zn- satzteilen t
O_5	15,54	-783,9	-1608,8	-977,7	-3370,4		6 4 Lam. 1000 20 2 Lam. 800 20 2 Lam. 600 20 3 Lam. 1400 20 <u>2658,4</u>	1,33	1,27	26,84	32,43	38,22
O_4	15,55	-752,8	-1545,0	-939,1	-3236,9		wie O_5 $F = 2658,4$	1,33	1,22	25,78	32,45	38,23
O_3	15,60	-674,3	-1383,8	-841,1	-2899,2		6 4 Lam. 1000 20 2 Lam. 800 20 2 Lam. 600 20 2 Lam. 1400 20 <u>2378,4</u>	1,30	1,22	23,17	29,13	34,87
O_2	10,44	-551,3	-1131,1	-687,7	-2370,1		6 4 Lam. 1000 20 2 Lam. 600 20 1 Lam. 1400 20 <u>1778,4</u>	1,40	1,32	12,58	14,57	17,49
O_1	10,49	-430,4	-883,4	-537,0	-1850,8		6 4 Lam. 1000 20 1 Lam. 1400 20 <u>1538,4</u>	1,41	1,20	9,55	12,67	14,80

Stab	Länge m	Stabkraft S infolge				Dimensionierung				Gewichtsberechnung																												
		q_l t	p t	q_h t	total t	Stab- Querschnitt	Fläche mm cm ²	$\sigma_{zul.}$ t/cm ²	$\sigma_{erwh.}$ t/cm ²	theoret. Gewicht ($\sigma_{zul.}$) t	wickl. Gewicht t	mit Zu- satzteilen t																										
U_6	15,54	+ 752,5	+ 1544,5	+ 938,8	+ 3235,8		4 <200 20 305,6 4 Lam. 1000 20 800,0 4 Lam. 800 20 640,0 8 Lam. 450 20 720,0 Niet-Abzug 2465,6 F netto 290,0 2175,6	1,53	1,49	25,77	30,08	35,78																										
													U_5	15,54	+ 672,0	+ 1379,2	+ 838,3	+ 2889,5		4 <200 20 305,6 4 Lam. 1000 20 800,0 4 Lam. 800 20 640,0 6 Lam. 450 20 540,0 Niet-Abzug 2285,6 F netto 278,2 2007,4	1,53	1,44	23,01	27,88	31,56													
																										U_4	15,54	+ 547,1	+ 1122,9	+ 682,5	+ 2352,5		4 <200 20 305,6 4 Lam. 1000 20 800,0 2 Lam. 800 20 320,0 4 Lam. 450 20 360,0 Niet-Abzug 1785,6 F netto 220,4 1565,2	1,53	1,50	18,73	21,78	25,98
$U + U$	10,36	+ 253,6	+ 520,5	+ 316,4	+ 1090,5		4 <200 20 305,6 2 Lam. 1000 20 400,0 2 Lam. 450 20 180,0 Niet-Abzug 885,6 F netto 116,0 769,6	1,53	1,42	5,79	7,20	8,57																										

Stab	Länge m	Stabkraft S infolge				Dimensionierung					Gewichtsberechnung		
		g_l t	p_l +	g_h t	total t	Stab- Querschnitt	Fläche mm	$\sigma_{zul.}$ t/cm ²	$\sigma_{verh.}$ t/cm ²	theor. Gew. ($\sigma_{zul.}$) t	wirkl. Gew. t	mit Zu- satzteilen t	
D_1	18,43	- 451,0	925,7	- 562,7	- 1939,4		4 4 Lam. 1000 20 2 Lam. 600 20 4 Lam. 225 20	305,6 800,0 240,0 180,0	1,28	1,27	18,31	22,07	25,42
D_2	18,43	+ 305,0	637,7	+ 380,4	+ 1323,1 + 673,6		4 4 Lam. 1000 20 Niet-Abzug	305,6 800,0 1105,6 139,2 966,4	1,49	1,36	12,50	16,00	18,78
D_3	19,81	+ 233,3	514,7	+ 291,0	+ 1039,0 + 486,1		4 2 Lam. 900 20 2 Lam. 500 20	305,6 360,0 200,0	1,47	1,41	10,55	13,46	16,51
D_4	23,91	+ 192,0	468,7	+ 239,5	+ 900,2 + 358,7		Niet-Abzug F netto 4 2 Lam. 1000 20 2 Lam. 680 15	865,6 127,6 738,0 184,4 400,0 204,0	1,45	1,38	11,03	14,57	17,12
D_5	24,86	+ 128,8	382,8	+ 160,7	+ 672,3 + 170,5		Niet-Abzug F netto 4 2 Lam. 1000 20	124,7 663,7 184,4 400,0	1,40	1,36	8,56	11,40	13,24
D_6	25,18	+ 50,8	289,2	+ 63,4	+ 403,4 - 71,8		Niet-Abzug 4 2 Lam. 900 20	81,2 503,2 184,4 360,0	1,24	0,85	5,20	10,76	12,42

Stab	Länge m	Stabkraft S in folge				Dimensionierung				Gewichtsberechnung			
		g_t t	p_t +	g_h t	total t	Stab- Querschnitt	Fläche mm cm ²	$\sigma_{zul.}$ t/cm ²	$\sigma_{verh.}$ t/cm ²	theor. Gew. ($\sigma_{zul.}$) t	winkl. Gew. t	mit Zu- satzteilen inkl. Ktbl. t	
V_1	15,24	+ 53,3	109,4	+ 66,5	+ 292,2 + 119,8	$\left[\begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right]$ $\left[\begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right]$	4 Niet-Abzug	305,6 46,4 259,2	1,46	1,13	2,28	3,66	5,46
V_2	16,89	- 198,9	418,1	- 248,1	- 865,1	$\left[\begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right]$ $\left[\begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right]$	4 2 Lam. 1000 20	305,6 400,0 705,6	1,29	1,23	7,48	9,35	14,52
V_3	18,16	- 131,7	30,2	- 154,2	- 592,9	$\left[\begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right]$ $\left[\begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right]$	4 2 Lam. 800 20	184,4 320,0 504,4	1,26	1,18	5,53	7,19	11,02
V_4	19,40	- 67,4	55,3	- 83,7	- 343,3		4	305,6	1,23	1,12	3,41	4,65	6,41
V_5	19,81	- 20,1	93,6	- 25,0	- 179,8 + 48,5		4	184,4	1,18	0,98	1,83	2,87	3,50
v_1	5,01	+ 13,3	27,3		+ 40,6	.	4	alle	1,40	0,32	0,11	0,63	0,80
v_2	5,01	+ 13,3	27,3		+ 40,6		4	<150 14	1,40	0,32	0,11	0,63	0,80
v_3	5,80	+ 26,6	54,7		+ 81,3		4	Niet-Abzug	1,40	0,63	0,24	0,74	0,85
v_4	6,48	+ 40,0	82,0		+ 122,0		4	F netto	1,40	0,95	0,41	0,82	0,90
v_5	7,12	+ 40,0	82,0		+ 122,0		4		1,40	0,95	0,45	0,90	1,05
v_6	7,34	+ 40,0	82,0		+ 122,0		4		1,40	0,95	0,46	0,93	1,10
d_1	9,22	- 16,1	33,1		- 49,2		4	alle	1,44	0,31	0,23	1,17	1,40
d_2	9,22	- 16,1	33,1		- 49,2		4	<150 14	1,44	0,31	0,23	1,17	1,40
d_3	9,91	- 16,6	31,9		- 47,5		4	alle	1,41	0,29	0,24	1,25	1,50
d_4	11,95	- 26,3	54,0		- 80,3		4	<150 14	1,40	0,50	0,49	1,51	1,75
d_5	12,43	- 25,6	52,4		- 78,0		4		1,38	0,48	0,50	1,57	1,80
d_6	12,59	- 25,4	52,1		- 77,5		4		1,36	0,48	0,50	1,59	1,80

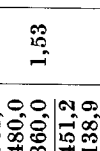
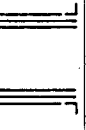
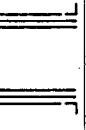
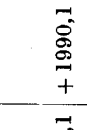
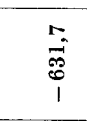
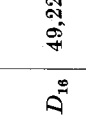
b) Die Konsole (s. Fig. 18)




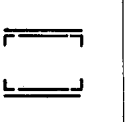
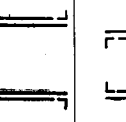
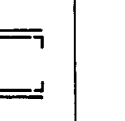
Stab	Länge in m	Stabkraft S infolge				Dimensionierung				Gewichtsberechnung		
		g_I t	p t	g_H t	total t	Stab- Querschnitt	Fläche mm cm ²	$\sigma_{zui.}$ t/cm ²	$\sigma_{vorh.}$ t/cm ²	theoret. Gewicht ($\sigma_{zui.}$) t	winkl. Gewicht t	mit Zu- satzzeiten t
U_9	26,25	- 1617,6	- 3320,0	- 3015,5	- 7953,1		< 200 20 4 Lam. 2000 20 4 Lam. 1600 20 4 Lam. 1960 20 12 Lam. 450 20 6139,2	1,297	1,295	106,97	126,50	132,71
U_8	26,25	- 1472,9	- 3023,1	- 2577,0	- 7073,0		< 200 20 4 Lam. 1844 20 4 Lam. 1444 20 4 Lam. 1804 20 8 Lam. 450 20 5404,8	1,297	1,299	95,14	111,37	116,84
U_7	26,25	- 1324,8	- 2718,0	- 2187,9	- 6231,7		< 200 20 4 Lam. 1688 20 4 Lam. 1288 20 4 Lam. 1648 20 8 Lam. 450 20 5030,4	1,29	1,24	83,82	103,66	108,94
U_6	26,25	- 1171,1	- 2403,6	- 1832,4	- 5407,1		< 200 20 4 Lam. 1532 20 4 Lam. 1132 20 4 Lam. 1492 20 4 Lam. 450 20 4296,0	1,26	1,26	72,73	88,52	92,88

Stab	Länge m	Stabkraft <i>S</i> infolge				Dimensionierung				Gewichtsberechnung		
		a_l t	p t	g_H t	total t	Stab- Querschnitt	Fläche mm cm ²	$\sigma_{zul.}$ t/cm ²	$\sigma_{vorh.}$ t/cm ²	theoret. Gewicht ($\sigma_{zul.}$) t	winkl. Gewicht t	mit Zu- satzteilen t
U_5	22,50	-1031,0	-2116,0	-1546,5	-4693,5		8 4 Lam. <200 20 611,2 4 Lam. 1398 20 1118,4 4 Lam. 998 20 798,4 4 Lam. 1358 20 1086,4 4 Lam. 450 20 360,0 3974,4	1,29	1,18	54,11	70,20	73,68
U_4	18,44	-904,9	-1857,1	-1313,8	-4075,8		8 4 Lam. 1288 20 611,2 4 Lam. 888 20 1030,4 4 Lam. 888 20 710,4 2 Lam. 1248 20 499,2 4 Lam. 450 20 360,0 3211,2	1,32	1,27	38,51	46,48	48,77
U_3	15,00	-786,7	-1614,7	-1114,1	-3515,5		8 4 Lam. 1200 20 611,2 4 Lam. 800 20 640,0 4 Lam. 450 20 360,0 2571,2	1,40	1,37	27,02	30,28	31,77
U_2	14,62	-527,9	-1083,5	-728,4	-2339,8		8 4 Lam. 1200 20 611,2 4 Lam. 1200 20 960,0 4 Lam. 450 20 360,0 1931,2	1,4	1,21	17,53	22,17	23,26
U_1	14,62	-245,1	-502,9	-329,8	-1077,8		8 2 Lam. 1200 20 611,2 4 Lam. 450 20 360,0 1451,2	1,4	0,74	8,07	16,65	17,47
U_0	10,36	0	0	0	0	wie U_1 $F = 1451,2$	1,46	0	0	11,80	12,40	

Stab	Länge m	Stabkraft <i>S</i> infolge				Dimensionierung				Gewichtsberechnung		
		g_1 t	p t	g_H t	total t	Stab- Querschnitt	Fläche mm cm ²	$\sigma_{zul.}$ t/cm ²	$\sigma_{vorh.}$ t/cm ²	theoret. Gewicht ($\sigma_{zul.}$) t	winkl. Gewicht t	mit Zu- satzstellen t
O_{10}	26,51	+ 1633,8	+ 3353,2	+ 3045,6	+ 8032,6		< 200 20 611,2	1,53	1,53	109,12	127,77	132,72
						4 Lam. 2000 20 1600,0	881,6					
O_9	26,51	+ 1487,6	+ 3053,1	+ 2602,8	+ 7143,5		< 200 20 611,2	1,53	1,53	97,04	112,48	116,83
						4 Lam. 1844 20 1475,2	5257,6					
O_8	26,51	+ 1337,1	+ 2744,3	+ 2209,7	+ 6291,1		< 200 20 611,2	1,53	1,45	85,46	104,69	108,74
						4 Lam. 1688 20 1350,4	4334,4					
O_7	26,51	+ 1182,8	+ 2427,6	+ 1850,4	+ 5460,8		< 200 20 611,2	1,53	1,47	74,18	89,41	92,87
						4 Lam. 1532 20 1225,6	3716,0					

Stab	Länge m	Stabkraft <i>S</i> infolge				Dimensionierung				Gewichtsberechnung			
		σ_1 t	p t	σ_H t	total t	Stab- Querschnitt	Fläche mm cm ²	σ_{zul} t/cm ²	σ_{norm} t/cm ²	theoret. Gewicht (σ_{zul}) t	wirkl. Gewicht t	mit Zu- satzteilen t	
O_6	22,73	+ 1041,3	+ 2137,2	+ 1562,1	+ 4740,6		< 200 20	611,2	1,53	1,37	55,20	70,90	73,64
							4 Lam. 1398 20	1118,4					
							4 Lam. 998 20	798,4					
							4 Lam. 1358 20	1086,4					
O_5	18,62	+ 913,9	+ 1875,7	+ 1326,8	+ 4116,4		4 Lam. 450 20	360,0	1,49	39,28	46,94	48,76	
							4 Lam. 397,4	397,4					
							Niet-Abzug	510,4					
							F netto	3464,0					
O_4	15,15	+ 794,6	+ 1630,8	+ 1125,2	+ 3550,6		< 200 20	611,2	1,53	27,56	30,58	31,76	
							4 Lam. 1200 20	960,0					
							4 Lam. 800 20	640,0					
							4 Lam. 450 20	360,0					
O_3	15,15	+ 546,7	+ 1122,0	+ 754,3	+ 2423,0		2571,2	2571,2	1,42	18,81	22,97	23,86	
							Niet-Abzug	324,8					
							F netto	2246,4					
							4 Lam. 1200 20	960,0					
O_3	15,15	+ 546,7	+ 1122,0	+ 754,3	+ 2423,0		4 Lam. 450 20	360,0	1,53	18,81	22,97	23,86	
							4 Lam. 1931,2	1931,2					
							Niet-Abzug	218,8					
							F netto	1712,4					

Stab	Länge m	Stabkraft S infolge				Dimensionierung				Gewichtsberechnung		
		u_j t	p t	g_H t	total t	Stab- Querschnitt	Fläche mm cm ²	$\sigma_{zul.}$ t/cm ²	$\sigma_{soeh.}$ t/cm ²	theoret. Gewicht ($\sigma_{zul.}$) t	wirkl. Gewicht t	mit Zu- satzteilen t
O_2	15,15	+ 253,8	+ 520,8	+ 341,4	+ 1116,0		8 < 200 20 2 Lam. 1200 20 4 Lam. 450 20 Niet-Abzug F netto	1,53	0,85	8,66	17,26	17,93
O_1	10,73	+ 253,8	+ 520,8	+ 341,4	+ 1116,0		wie O F gr. 1451,2	1,53	0,85	6,14	12,22	12,69
D_{19}	60,41	- 328,3	- 673,9	- 1151,7	- 2153,9		4 < 200 20 4 Lam. 1900 20 2 Lam. 1500 20 Niet-Abzug F netto	0,88	0,89	66,67	115,02	120,67
D_{18}	55,81	+ 303,4	+ 622,6	+ 1064,1	+ 1990,1		4 < 200 20 4 Lam. 1600 20 Niet-Abzug F netto	1,53	1,47	56,91	69,47	72,16
D_{17}	55,81	- 307,8	- 631,7	- 932,3	- 1871,8		4 < 200 20 4 Lam. 1700 20 2 Lam. 1300 20 Niet-Abzug F netto	0,92	0,86	53,53	95,75	100,56
D_{16}	49,22	+ 271,4	+ 557,0	+ 822,1	+ 1650,5		4 < 200 20 4 Lam. 1400 20 Niet-Abzug F netto	1,53	1,36	41,62	55,08	57,20

Stab	Länge m	Stabkraft <i>S</i> infolge				Dimensionierung				Gewichtsberechnung		
		q_I t	p t	q_H t	total t	Stab- Querschnitt	Fläche mm cm ²	$\sigma_{zul.}$ t/cm ²	$\sigma_{vorh.}$ t/cm ²	theoret. Gewicht ($\sigma_{zul.}$) t	winkl. Gewicht t	mit Zu- satzteilen t
D_{15}	49,22	- 277,6	- 569,7	- 729,6	- 1576,9		4 < 200 20 305,6	1,04	1,00	39,77	61,26	64,72
							4 Lam. 1600 20 1280,0 1585,6					
D_{14}	44,37	+ 250,2	+ 513,6	+ 657,7	+ 1421,5		4 < 200 20 305,6	1,53	1,40	32,32	41,29	42,89
							2 Lam. 1300 20 520,0 2 Lam. 900 20 360,0 Niet-Abzug 1185,6 <i>F</i> netto 162,4 1023,2					
D_{13}	44,37	- 259,8	- 533,2	- 601,3	- 1394,3		4 < 200 20 305,6	1,07	1,04	31,70	46,87	48,57
							2 Lam. 1500 20 600,0 2 Lam. 1100 20 440,0 1345,6					
D_{12}	38,95	+ 228,0	+ 468,0	+ 527,8	+ 1223,8		4 < 200 20 305,6	1,53	1,48	24,42	28,91	30,05
							2 Lam. 1000 20 400,0 2 Lam. 600 20 240,0 945,6 Niet-Abzug 116,0 <i>F</i> netto 829,6					
D_{11}	36,65	- 228,2	- 468,3	- 465,4	- 1161,9		4 < 200 20 305,6	1,15	1,13	21,82	29,51	31,10
							2 Lam. 1100 20 440,0 2 Lam. 700 20 280,0 1025,6					
D_{10}	32,20	+ 206,7	+ 424,2	+ 408,9	+ 1039,8		4 < 160 15 184,4	1,53	1,42	17,15	21,70	22,54
							2 Lam. 1100 20 440,0 2 Lam. 780 15 234,0 858,4 Niet-Abzug 121,8 <i>F</i> netto 736,6					

Stab	Länge m	Stabkraft S infolge				Dimensionierung				Gewichtsberechnung		
		g_I t	p t	g_H t	total t	Stab- Querschnitt	Fläche mm ² cm ²	σ_{zul} t/cm ²	σ_{verh} t/cm ²	theoret. Gewicht (σ_{zul}) t	winkl. Gewicht t	mit Zu- satzstellen t
D_9	29,64	-202,8	-416,3	-374,0	-993,1		wie D_{10} $F = 858,4$	1,23	1,15	15,08	19,97	21,00
D_8	25,79	+176,5	+362,2	+325,5	+864,2	[[]]	4 < 160 15 184,4 2 Lam. 800 20 320,0 2 Lam. 480 15 144,0 Niet-Abzug 648,4 F netto 81,2 567,2	1,53	1,53	11,42	13,10	13,68
D_7	23,58	-185,6	-381,0	-313,7	-880,3]] [[4 < 160 15 184,4 2 Lam. 900 20 360,0 2 Lam. 580 15 174,0 718,4	1,31	1,23	10,63	13,30	14,00
D_6	20,71	+163,1	+334,7	+275,5	+773,3]] [[wie D_8 F netto 648,4 567,2	1,53	1,38	8,20	10,47	10,87
D_5	20,71	-339,0	-695,7	-507,0	-1541,7]] [[4 < 200 20 305,6 2 Lam. 1300 20 520,0 2 Lam. 900 20 360,0 1185,6	1,34	1,30	16,36	19,27	20,27
D_4	18,45	+302,0	+620,0	+451,8	+1373,8	[[]]	4 < 200 20 305,6 2 Lam. 1200 20 480,0 2 Lam. 800 20 320,0 Niet-Abzug 1105,6 F netto 139,2 966,4	1,53	1,42	12,99	16,01	16,63
D_3	18,17	-351,2	-720,8	-495,2	-1567,2]] [[wie D_5 $F = 1185,6$	1,37	1,32	14,59	16,91	17,71
D_2	18,45	+356,6	+732,0	+502,8	+1591,4	[[]]	4 < 200 20 305,6 4 Lam. 1200 20 960,0 Niet-Abzug 1265,6 F netto 161,4 1104,2	1,53	1,44	15,04	18,33	19,04

Stab	Länge m	Stabkraft S infolge				Dimensionierung				Gewichtsberechnung		
		q_l t	p t	q_H t	total t	Stab- Querschnitt	Fläche mm cm ²	σ_{zul} t/cm ²	σ_{rech} t/cm ²	theoret. Gewicht (σ_{zul}) t	wickl. Gewicht t	mit Zu- satzteilen t
D_1	18,43	-435,8	-894,4	-586,3	-1916,5		4 4 Lam. 1050 20 2 Lam. 650 20 1405,6	1,37	1,36	18,10	20,34	21,54
V_{18}	48,92	+369,5	+758,3	+1165,8	+2293,6		4 4 Lam. 1400 20 2 Lam. 1000 20 Niet-Abzug 243,6 F netto 1582,0	1,53	1,45	57,49	70,10	80,70
V_{17}	42,03	-193,8	-397,8	-809,9	-1401,5		4 4 Lam. 1400 20 1425,6	1,03	0,98	30,18	47,04	56,04
V_{16}	42,03	+336,0	+689,6	+901,9	+1927,5		4 4 Lam. 1100 20 2 Lam. 700 20 1465,6 Niet-Abzug 208,8 F netto 1256,8	1,53	1,53	41,51	48,36	57,78
V_{15}	36,24	-165,5	-339,8	-617,5	-1122,8		4 2 Lam. 1100 20 2 Lam. 700 20 1025,6	1,16	1,10	20,85	29,18	37,52
V_{14}	36,24	+309,9	+636,0	+708,0	+1653,9		4 4 Lam. 1000 20 2 Lam. 600 20 Niet-Abzug 174,0 F netto 1171,6	1,53	1,42	30,71	38,28	46,72

Stab	Länge m	Stabkraft <i>S</i> infolge				Dimensionierung				Gewichtsberechnung			
		g_j t	p t	g_H t	total t	Stab- Querschnitt	Fläche mm	cm ²	$\sigma_{zul.}$ t/cm ²	$\sigma_{vorh.}$ t/cm ²	theoret. Gewicht ($\sigma_{zul.}$) t	wirkl. Gewicht t	mit Zu- satzteilen t
V ₁₃	29,35	- 131,5	- 270,0	- 452,2	- 853,7	[]	4 2 Lam.	305,6	1,24	1,21	12,84	16,26	23,27
								20 400,0 705,6					
V ₁₂	29,35	+ 274,0	+ 562,4	+ 546,3	+ 1382,7	[]	4 4 Lam.	184,4	1,53	1,42	20,80	26,37	33,53
								20 960,0 1144,4 162,4 F netto 982,0					
V ₁₁	23,56	- 109,9	- 225,6	- 342,5	- 678,0	[]	4 2 Lam.	184,4	1,28	1,02	8,18	12,29	18,29
								20 480,0 664,4					
V ₁₀	23,56	+ 236,0	+ 484,4	+ 415,1	+ 1135,5	[]	4 2 Lam.	184,4	1,53	1,41	13,71	17,17	22,37
								20 480,0 264,0 928,4 121,8 F netto 806,6					
V ₉	18,49	- 93,4	- 191,7	- 256,8	- 541,9	[]	4 2 Lam.	184,4	1,30	0,82	5,13	9,64	14,15
								20 480,0 664,4					
V ₈	18,49	+ 203,3	+ 417,3	+ 325,9	+ 946,5	[]	4 2 Lam.	184,4	1,53	1,38	8,97	11,44	15,67
								20 400,0 204,0 788,4 101,5 F netto 686,9					

Stab	Stabkraft S infolge			Dimensionierung			Gewichtsberechnung				
	Länge m	σ_I t	σ_H t	total t	Stab- Querschnitt	Fläche mm ²	$\sigma_{zul.}$ t/cm ²	$\sigma_{versch.}$ t/cm ²	theoret. Gewicht ($\sigma_{zul.}$) t	wirkl. Gewicht t	mit Zusatztellen t
d_1	9,22	+ 23,6	+ 48,5	+ 72,1			1,40	0,48	0,34	1,33	1,81
d_2	10,35	+ 26,6	+ 54,6	+ 81,2			1,40	0,54	0,43	1,50	1,92
d_3	10,80	+ 24,0	+ 49,3	+ 73,3			1,40	0,49	0,44	1,71	2,29
d_4	14,83	+ 29,1	+ 59,7	+ 88,8		alle 4 < 160 15	1,40	0,60	0,67	2,15	2,78
d_5	18,33	+ 35,2	+ 72,3	+ 107,5		Niet-Abzug 34,8	1,40	0,72	1,01	2,65	3,47
d_6	22,18	+ 40,3	+ 82,8	+ 123,1		F netto 149,6	1,40	0,82	1,40	3,21	3,80
d_7	27,90	+ 38,6	+ 79,2	+ 117,8			1,40	0,79	1,49	3,56	4,92
d_8	30,21	+ 37,5	+ 77,1	+ 114,6			1,40	0,77	1,64	4,04	5,56
d_9		+ 36,4	+ 74,6	+ 111,0			1,40	0,74	1,72	4,37	6,01

c) Die Wind- und Querverbände

Belastungen

1. Windlast über dem Einhängträger = 1,51 t/m (Siehe S. 29)
2. Windlast über der Konsole = 2,93 t/m

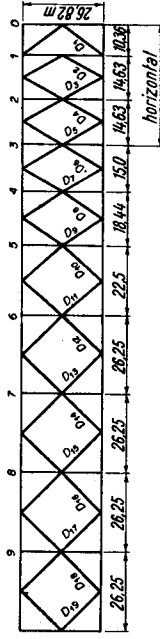


Fig. 19

Knotenpunkt	Stab	Länge m	Dimensionierung			Gewichtsberechnung					
			Stabkraft t	Querschnitt mm	Fläche cm ²	diag. Gewicht t	vert. Gewicht t	tot. Wind- verb.-Gew. t	Querverb.- Gewicht t	Total- Gewicht t	
9	D_{18}	2	445,5	8 < 200	611,2	25,4					
	V_{17}	2	37,5	4 < 150	161,2		4,2	55,0	28,89	83,89	
	D_{17}	2	419,4	8 < 200	611,2	25,4					
8	D_{16}	2	393,3	8 < 200	611,2	25,4					
	V_{15}	2	37,5	4 < 150	161,2		4,2	50,2	28,43	78,63	
	D_{15}	2	367,2	8 < 200	494,4	20,6					

Die endgültigen Eigengewichte der Konsole und des Einhängers sind die folgenden:

Knotenpunkt	theoret. Gewicht ($\sigma_{zul.}$)	wirkliches Gewicht		total Gew. inkl. Verbände
		ohne Zusatzteile	mit Zusatzteilen	
a) Konsole				
0	26,89	39,70	59,30	75,09
1	45,97	71,45	94,70	113,59
2	68,57	91,20	121,38	142,78
3	78,45	95,60	126,55	149,23
4	102,02	125,97	157,09	189,02
5	146,04	188,79	221,68	264,76
6	205,88	264,66	306,39	362,85
7	267,58	340,67	398,71	463,23
8	328,94	424,97	494,93	573,02
9	403,79	529,32	615,58	699,47
Total	1674,13	2172,33	2596,31	3033,04
b) Eihäng-träger $1/2$	277,77	356,20	427,72	498,00
tot. Eigen-gewicht, $1/2$ Hauptträger	1951,9	2528,53	3024,03	3531,04

Daraus ergibt sich $g_h = \frac{498,00}{77,66} = 6,413 \text{ t/m}$

und $g_H = \frac{2 \cdot 3531,04}{(548,6 - 25,6)} = 13,502 \text{ t/m}$

Konstruktionsfaktor $\mu_1 = \frac{2528,53}{1951,9} = 1,296 \text{ (1,30)}$

$\mu_2 = \frac{3024,03}{2528,53} = 1,194 \text{ (1,20)}$

$\mu_3 = \frac{3531,04}{3024,03} = 1,16 \text{ (1,15)}$

Total $\mu = \frac{3531,04}{1951,90} = 1,80$

Total $\mu = 1,3 \cdot 1,2 \cdot 1,15 = 1,80 = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3$

Moment am Auflager $M_a = 361575,85 \text{ mt} \cong 0,76 g_H L^2 \frac{1-\xi^2}{8}$
 $M_a = 0,0874 g_H L^2$

Entsprechend Fall 4 wurden auch für die anderen Fälle alle Stäbe dimensioniert und das Gewicht ermittelt.

In der nachfolgenden Tabelle sind einige charakteristische Stabkräfte aufgeführt:

Stab	H_1	H_2	H_3	H_4	H_5
O_{10}	8690 t	8450 t	8273 t	8033 t	7827 t
O_9	7679 t	7518 t	7356 t	7144 t	6952 t
U_9	8773 t	8449 t	8212 t	7953 t	7719 t
U_8	7768 t	7517 t	7311 t	7073 t	6859 t
D_{19}	2274 t	2230 t	2182 t	2154 t	2140 t
D_{18}	2086 t	2000 t	1988 t	1990 t	1987 t
D_{17}	1964 t	1906 t	1858 t	1862 t	1859 t
D_{16}	1797 t	1727 t	1677 t	1651 t	1642 t
D_{15}	2127 t	2217 t	2301 t	2294 t	2312 t
V_{18}					
V_{17}	1509 t	1468 t	1426 t	1402 t	1412 t
V_{16}	1771 t	1850 t	1941 t	1928 t	1937 t
V_{15}	1230 t	1194 t	1140 t	1123 t	1125 t

Daraus folgt:

1. Mit steigender Höhe nehmen die Gurtkräfte linear ab und damit das Gewicht der Gurtungen (Fig. 20).
2. Dagegen bleiben die Diagonalkräfte nach $H=0,18 L$ ungefähr konstant, so wie auch die Kräfte in den Vertikalen (Fig. 21).
3. Das Gewicht der Querverbände nimmt mit steigender Höhe zu.

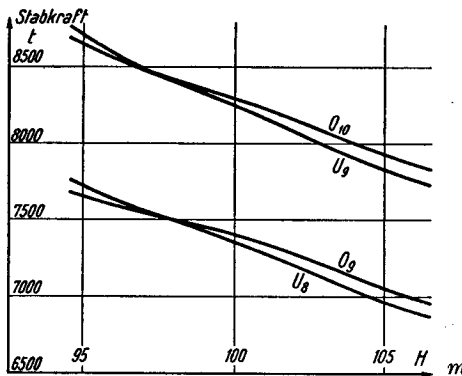


Fig. 20

Das Gewicht der Gurtungen nimmt ab, währenddem das Gewicht der Diagonalen und Vertikalen infolge größer werdender Stablänge zunimmt (Knicken und größere Länge).

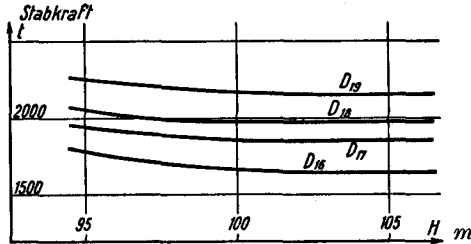


Fig. 21

Beeinflusst durch diese Faktoren erhalten wir die wirtschaftlichste Höhe, wenn die Einsparungen an den Gurtungen durch das Mehrgewicht der übrigen Teile gerade aufgehoben werden oder wenn:

$$\Delta g_{HGurt} - \Delta g_{H Diag.} - \Delta g_{H Vert.} - \Delta g_{H Querverband.} = 0$$

Der Träger wurde unter den gleichen Belastungen wie in den letzten Kapiteln gerechnet. Das günstigste Eigengewicht ergibt sich für eine Höhe $H = 0,189 L$.

Wie zu erwarten war, nimmt der Faktor β mit steigender Höhe ab, dagegen nehmen die beiden Faktoren φ_f und φ_p zu, so auch die Konsolengrenzlänge $l_{k.gr.}$ bis zur wirtschaftlichsten Höhe; nachher nehmen sie wieder ab (Fig. 22, 23, 24). Auch hier liegt der maximale $l_{k.gr.}$ -Wert beim günstigsten Eigengewicht (Fig. 25).

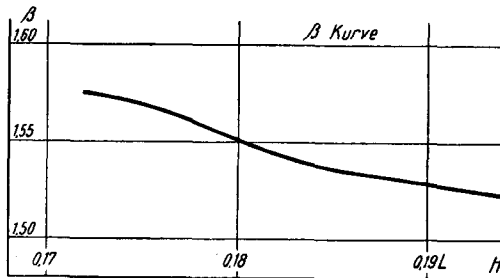


Fig. 22

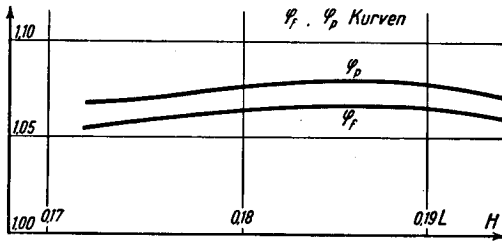


Fig. 23

Das Ergebnis der Untersuchung:

H	g_H	β	φ_f	φ_p	$l_{k.gr.}$
0,172 L	13,987	1,576	1,056	1,068	677 m
0,178 L	13,810	1,560	1,062	1,074	690 m
0,183 L	13,597	1,540	1,067	1,080	704 m
0,189 L	13,502	1,530	1,067	1,080	709 m
0,194 L	13,570	1,523	1,061	1,073	706 m

In dieser Tabelle entspricht die maximale Konsolengrenzlänge $l_{k.gr.}$ der wirtschaftlichsten Höhe $H = 0,189 L$, was uns gleichzeitig die Bestätigung über die wirtschaftlichen Verhältnisse liefert.

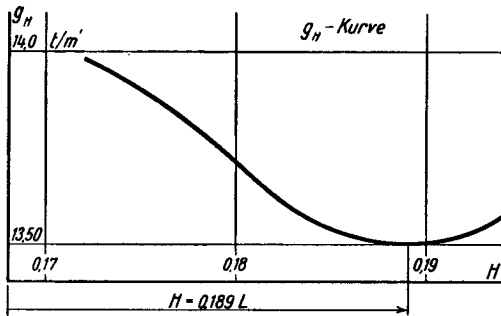


Fig. 24

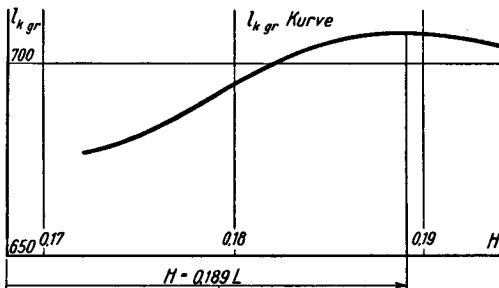


Fig. 25

Als Kontrolle unserer Rechnung betrachten wir die Beziehung:

$$l_{gr.} = l_{kgr.} \frac{2\xi}{1-\xi}$$

und setzen $\xi = 0,283$ m und $l_{kgr.} = 710$ m ein.

So erhalten wir $l_{gr.} = 560$ m oder die Grenzspannweite des einfachen Balkens.

Der Konstruktionsfaktor

Wie bereits erwähnt, können wir uns den Konstruktionsfaktor aus drei Anteilen zusammengesetzt denken:

1. Ein erster Anteil ergibt sich aus der Lochschwächung in Zugstäben, den abgeminderten Knickspannungen in Druckstäben sowie infolge der Unmöglichkeit, die Stabquerschnitte exakt auszunützen. Sein Wert beträgt auf Grund der Untersuchung 1,3.

2. Die konstruktiven Zusatzteile, wie Knotenstücke, Stoßbleche, Querschotten, Bindebleche u. a. ergeben einen zweiten Anteil im Werte von 1,20 (auf Grund der Berechnung).

3. Das zusätzliche Gewicht der Wind- und Querverbände ergibt einen dritten Anteil, dessen Wert auf Grund der Untersuchungen 1,15 beträgt.

Der totale Konstruktionsfaktor beträgt somit:

$$\mu = 1,30 \cdot 1,20 \cdot 1,15 = 1,80,$$

weicht also unwesentlich vom Mittelwert des einfachen Balkens ab⁵⁾.

Aus dem Zahlenfaktor β und dem Konstruktionsfaktor μ ergibt sich der Systembeiwert α .

Mit der Trägerhöhe $H = 0,188 L$, und dem Wert $\xi = 0,283$, erhalten wir für die Mittelöffnung $\beta = 1,53$ und $\mu = 1,80$ und daraus

$$\begin{aligned}\alpha &= \beta \cdot \mu \\ \alpha &= 1,53 \cdot 1,80 = 2,754\end{aligned}$$

Diesen Wert finden wir auch aus der Gleichung $l_{kgr.} = \frac{\sigma_{zul.}}{\gamma \cdot \alpha}$, indem wir einsetzen:

$$\begin{aligned}l_{kgr.} &= 710 \text{ m} \\ \sigma_{zul.} &= 1,53 \text{ t/cm}^2 \\ \gamma &= 7,85 \text{ t/m}^3\end{aligned}$$

⁵⁾ F. Stüßi, I. V. B. H. dritter Kongreß, Liège 1948.

$$\alpha = \frac{1,53 \cdot 10^4}{710 \cdot 7,85} = 2,754$$

Dieses Ergebnis haben wir aus Gewichtsuntersuchungen an eigenen Beispielen und der Nachrechnung der Howrah-Brücke (als einem nach neuesten Grundsätzen gebautem Gerberträger) gefunden.

Wir können uns deshalb die Feststellung erlauben, daß ein Systembeiwert von $\alpha = 2,754$ für den Gerberträger kaum mehr zu unterschreiten sein wird.

c) Eigengewichtsverlauf der Konsole

In der Praxis ist es notwendig, für die statischen Berechnungen und für die Bestimmung der Stabkräfte infolge Eigengewicht, den Verlauf des Eigengewichtes der Konsole zu kennen, wozu das Ergebnis unserer Untersuchungen dienen soll.

Das Eigengewicht der Konsole ergibt sich aus zwei verschiedenen Anteilen:

- a) dem durchschnittlichen Eigengewicht der totalen Mittelöffnung g_H
- b) dem durchschnittlichen Eigengewicht des Einhängerträgers g_h

daraus ergibt sich das totale Konsolengewicht $= \frac{1}{2}(g_H L - g_h l)$.

Entsprechend unserem Beispiel finden wir aus der Last bei jedem Knotenpunkt das durchschnittliche Eigengewicht für jedes Feld, und wir erhalten entsprechend der nachstehenden Skizze eine mittlere Kurve. Dem Inhalt dieser Kurve entspricht das totale Eigengewicht der Konsole.

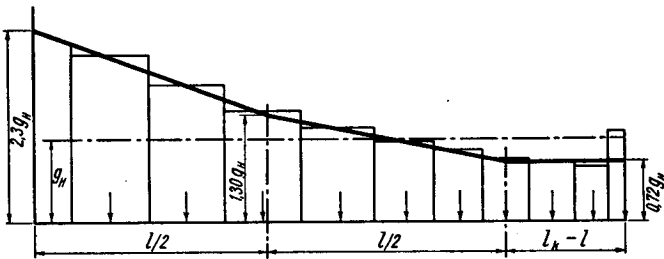


Fig. 26

Die Kurve kann durch drei gerade Linien angenähert werden (Fig. 26).

d) Anwendungsgebiet des Gerberträgers

In der nachstehenden Kurve (Fig. 27) ist das Verhältnis $\frac{g_H}{g_f + p}$ in Abhängigkeit der totalen Spannweite der Mittelöffnung aufge-

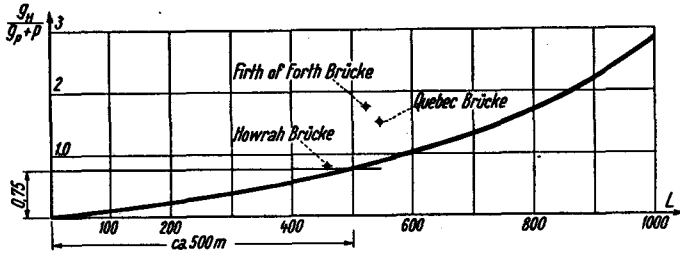


Fig. 27

tragen. Als eine praktische Anwendungsgrenze können wir uns ein Verhältnis $\frac{g_H}{g_f + p} = 0,75$ erlauben. Diese Grenze liegt bei einem Viertel der totalen Grenzspannweite oder bei ca. 500 m.

e) Genauere Untersuchung

Im ersten Abschnitt dieses Kapitels haben wir der Berechnung einen mittleren, für die ganze Mittelöffnung gültigen Zahlenfaktor β zu Grunde gelegt.

Bekanntlich enthält jedoch die Mittelöffnung Tragelemente mit verschiedenen geometrischen Netzen, von denen die β -Werte abhängig sind.

Man kann sich das Eigengewicht der Mittelöffnung aus drei Anteilen zusammengesetzt denken, nämlich: a) dem Einhängträger b) zwei Konsolen unter eigenen Belastungen und c) dem zusätzlichen Eigengewicht der Konsolenverstärkung zur Aufnahme der konzentrierten Belastungen des Einhängträgers an den freien Enden der beiden Konsolen.

a) Einhängträger

Das Eigengewicht des Einhängträgers von der Länge l , dem Zahlenfaktor β_e und dem Konstruktionsfaktor μ_e , ergibt sich nach

der allgemeinen Formel⁶⁾

$$g_h \cdot l = \frac{\mu_e \gamma}{\sigma} (\beta_e \cdot g_h \cdot l^2 + \beta_e \cdot l^2 \cdot g_F \cdot \varphi_f + \beta_e \cdot l^2 \cdot p \cdot \varphi_p)$$

$$g_h = \frac{\mu_e \cdot \beta_e \cdot l \cdot \gamma}{\sigma} (g_h + g_F \cdot \varphi_f + p \cdot \varphi_p).$$

Führt man $\lambda_e = \frac{l\gamma}{\sigma}$ ein, so wird

$$g_h = \frac{\mu_e \cdot \beta_e \cdot \lambda_e}{1 - \mu_e \cdot \beta_e \cdot \lambda_e} (g_F + p) = g_e (g_F + p). \quad (1)'$$

Bei einfachen Balken ergeben sich die mittleren Werte:

$$\beta_e = 1,8 \text{ und } \mu_e = 1,9.$$

Setzt man diese in Gleichung (1)' ein, so erhält man

$$g_e = \frac{3,42 \cdot \lambda_e}{1 - 3,42 \cdot \lambda_e} = \frac{g_h}{(g_F + p)}. \quad (1)$$

b) Konsole unter eigenen Belastungen

Das Eigengewicht einer Konsole von der Länge l_k , dem Zahlenfaktor β_k und dem Konstruktionsfaktor μ_{k_0} unter eigenen Belastungen läßt sich folgendermaßen berechnen:

$$g_{k_0} \cdot l_k = \frac{\gamma \cdot \mu_{k_0}}{\sigma} (\Sigma S_{h_{k_0}} \cdot g_{k_0} \cdot s + \Sigma S_{f_0} \cdot g_f \cdot s + \Sigma S_{p_0} \cdot p \cdot s). \quad (2)'$$

Die Werte aller Summen $S \cdot s$ kann man auf das Produkt vom Faktor β_k und der Spannweite l_k im Quadrat umformen, damit ergibt sich

$$\Sigma S_{h_{k_0}} \cdot g_{k_0} \cdot s = \beta_k \cdot g_{k_0} \cdot l_k^2$$

$$\Sigma S_{f_0} \cdot g_f \cdot s = \beta_{k_0} \cdot g_f \cdot l_k^2$$

$$\Sigma S_{p_0} \cdot p \cdot s \cong \beta_{k_0} \cdot p \cdot l_k^2.$$

Eingesetzt in Gleichung (2)', ergibt sich

$$g_{k_0} = \frac{\mu_{k_0} \cdot \gamma \cdot l_k}{\sigma} [\beta_k \cdot g_{k_0} + \beta_{k_0} (g_f + p)].$$

⁶⁾ Siehe Seite 11.

Nach der Einführung $\lambda_k = \frac{\gamma l_k}{\sigma}$, erhält man

$$g_{k_0} = \mu_{k_0} [\beta_k \cdot \lambda_k \cdot g_{k_0} + \beta_{k_0} \cdot \lambda_k (g_F + p)]. \quad (2)$$

c) *Zusätzliches Gewicht der Konsole*

Das zusätzliche Eigengewicht infolge der Konsolenverstärkung zur Aufnahme der Belastung des Einhängträgers von der Länge l_k , dem Zahlenfaktor β_{k_v} und dem Kostruktionsfaktor μ_{k_v} beträgt

$$g_{k_v} \cdot l_k = \frac{\mu_{k_v} \cdot \gamma}{\sigma} (\Sigma S_{h_{k_v}} \cdot g_{k_v} \cdot s + \Sigma S_{f_v} \cdot g_f \cdot s + \Sigma S_{p_v} \cdot p \cdot s). \quad (3)'$$

In diesem Fall sind g_f und p honzentrierte Lasten, sie enthalten das Eigengewicht des Einhängträgers g_e . Die Summe $S_{f_v} \cdot s$ und $S_{p_v} \cdot s$ sind Funktionen der Einhängträgerlänge und der Konsolenlänge. Man kann diese Summen in der nachstehenden Form schreiben :

$$\Sigma S_{f_v} \cdot g_f \cdot s = (1 + g_e) g_f \cdot \beta_{v_0} \cdot l_k \cdot l$$

$$\Sigma S_{p_v} \cdot p \cdot s = (1 + g_e) p \cdot \beta_{v_0} \cdot l_k \cdot l.$$

Die Summe $S_{h_{k_v}} \cdot g_{k_v} \cdot s$ ergibt sich nach der allgemeinen Formel

$$\Sigma S_{h_{k_v}} \cdot g_{k_v} \cdot s = \beta_{k_v} \cdot g_{k_v} \cdot l_k^2. \quad (3)'$$

Setzt man dies in Gleichung (3)' ein, so erhält man

$$g_{k_v} = \frac{\mu_{k_v} \cdot \gamma}{\sigma} [\beta_{k_v} \cdot g_{k_v} \cdot l_k + \beta_{v_0} (1 + g_e) l (g_f + p)].$$

Nach der Einführung $\lambda_e = \frac{\gamma l}{\sigma}$ und $\lambda_k = \frac{\gamma l_k}{\sigma}$ erhält man

$$g_{k_v} = \mu_{k_v} \{ \beta_{k_v} \cdot \lambda_k \cdot g_{k_v} + \beta_{v_0} \cdot \lambda_e (1 + g_e) (g_f + p) \}. \quad (3)$$

Bestimmung von β und μ für die beiden letzten Fälle

a) *Zahlenfaktor β*

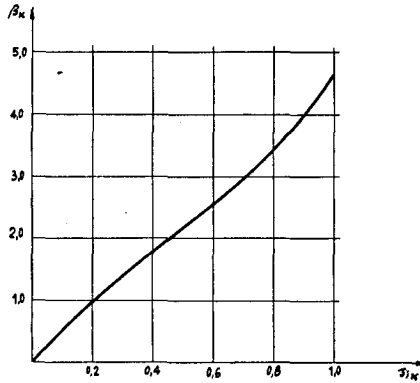
In den beiden Fällen der Konsole variiert der β -Wert infolge der starken Veränderlichkeit des Eigengewichtsverlaufs. Bei der Konsole unter eigenen Belastungen hat man Konzentrations neben den Auflagern, dagegen verläuft das zusätzliche Gewicht der Ver-

stärkung mehr oder weniger linear. In Wirklichkeit aber muß der β -Wert in beiden Fällen gleich sein. Es ist zweckmäßig die β -Werte durch sukzessive Approximation zu bestimmen.

Man erhält für jede resultierende Lage S_{0k} aus der Belastung über die Konsole, eine resultierende Lage des Eigengewichtes S_{ik} (Kurve 28). Kurve 29 stellt den Verlauf der β -Werte dar, der sich aus der resultierenden Lage des Eigengewichtes S_{ik} ergibt.

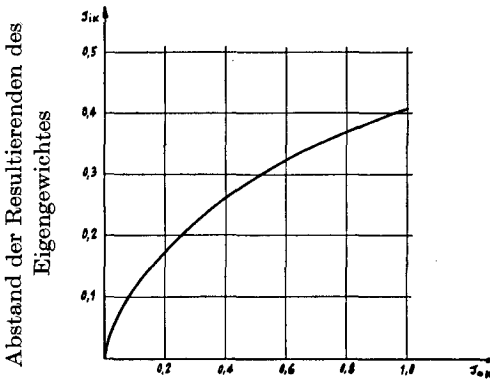
Die anfänglichen β -Werte sind:

$$\beta_{k_0} = 2,16 \text{ und } \beta_{v_0} 2,31.$$



Abstand der Resultierenden des Eigengewichtes

Fig. 28



Abstand der Resultierenden der Last

Fig. 29

b) Konstruktionsfaktor μ

Den Konstruktionsfaktor kann man sich aus den folgenden drei Anteilen zusammengesetzt denken:

Ein erster Anteil, dessen Wert bei der Konsole unter eigenen Belastungen 1,40 beträgt, resultiert aus der mangelhaften Anpassungsfähigkeit der Querschnitte an den Eigengewichtsverlauf der Konsole. Er enthält auch das zusätzliche Gewicht der Unterteilung. Bei der Verstärkung infolge konzentrierter Last beträgt dieser Anteil 1,20. Er ergibt sich aus besserer Anpassungsfähigkeit der Querschnitte, sowie aus dem günstigen Eigengewichtsverlauf.

Der zweite Anteil ergibt sich aus den konstruktiven Zusatzteilen. Durch die Verstärkung für die konzentrierten Belastungen ändert sich dieser Anteil in einem engen Bereich, da die Bindebleche und Querschotten unverändert bleiben können, die Knotenbleche und Stoßlaschen hingegen größer werden. Die Untersuchung ergab folgende Werte:

$$\mu_{2_0} = 1,25 \quad \mu_{2_v} = 1,10.$$

Der dritte Anteil, der sich aus dem zusätzlichen Gewicht der Wind- und Querverbände ergibt, wirkt sich zu Gunsten der Verstärkung aus. Durch die Verstärkung wird der Konsolen-Windverband durch eine zusätzliche Windlast beansprucht. Diese ist jedoch im Verhältnis zur ursprünglichen Belastung sehr klein (Windlast 2,93 t/m über die Konsole und 1,42 t/m über den Einhangträger). Das Gewicht der Querverbände bleibt in beiden Fällen ungefähr dasselbe. Dieser Anteil ergibt sich zu

$$\mu_{3_0} = 1,26 \quad \mu_{3_v} = 1,06.$$

Damit beträgt der totale Konstruktionsfaktor

$$\mu_{k_0} = 1,40 \cdot 1,25 \cdot 1,26 = 2,20$$

$$\mu_{k_v} = 1,20 \cdot 1,10 \cdot 1,06 = 1,40.$$

Das endgültige Eigengewicht der Konsole wird:

$$g_k = 2,20 [\beta_k \cdot \lambda_k \cdot g_{k_0} + 1,16 \lambda_k (g_f + p)] + 1,40 [\beta_{k_v} \cdot \lambda_k \cdot g_{k_v} + 2,31 (1 + g_e) \lambda_e (g_F + p)]. \quad (4)$$

Durchschnittliches Eigengewicht der Mittelöffnung ergibt sich zu

$$g_H = \frac{1}{L} (l \cdot g_h + 2l_k \cdot g_k) = \underline{\xi \cdot g_h + (1 - \xi) g_k}.$$

Zahlenbeispiel

Die Anwendung der beschriebenen Formeln soll am Beispiel unserer untersuchten Brücke gezeigt werden, die in dem vorhergehenden Abschnitte auf andere Weise behandelt wurde.

Wir wählen fünf verschiedene Verhältnisse des Einhängerträgers zur Mittelöffnung, wie aus der nachstehenden Zusammenstellung hervorgeht:

ξ	λ_e	λ_k	
1,00	0,2815	0	
0,75	0,2111	0,0352	Dabei sind
0,50	0,1407	0,0704	$L = 548,6 \text{ m}$
0,25	0,0704	0,1056	$\gamma = 7,85 \text{ t/m}^3$
0	0	0,1407	und $\sigma_{zul.} = 1,53 \text{ t/cm}^2$

Die Berechnungsergebnisse sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt:

ξ	g_e	g_{k_0}	g_{k_1}	g_k	g_H
1,00	25,81	0	0	0	25,81 ($g_f + p$)
0,75	2,60	0,176	2,618	2,794	2,745 ($g_f + p$)
0,50	0,928	0,369	0,999	1,368	1,148 ($g_f + p$)
0,25	0,315	0,578	0,352	0,930	0,776 ($g_f + p$)
0	0	0,818	0	0,818	0,818 ($g_f + p$)

Die Werte g_H im Zusammenhang mit ξ sind in Abbildung 30 eingetragen. Daraus erhalten wir das günstigste Spannweitenverhältnis des Einhängerträgers zur Mittelöffnung. Dieser Wert liegt bei $\xi = 0,26$, also ungefähr an der gleichen Stelle wie in den vorhergehenden Untersuchungen. Dies rührt daher, daß wir in der Eigengewichtsformel (II) die verschiedenen Summen $S_H \cdot g_H \cdot s$, $S_f \cdot g_f \cdot s$ und $S_p \cdot p \cdot s$ genau ersetzt haben.

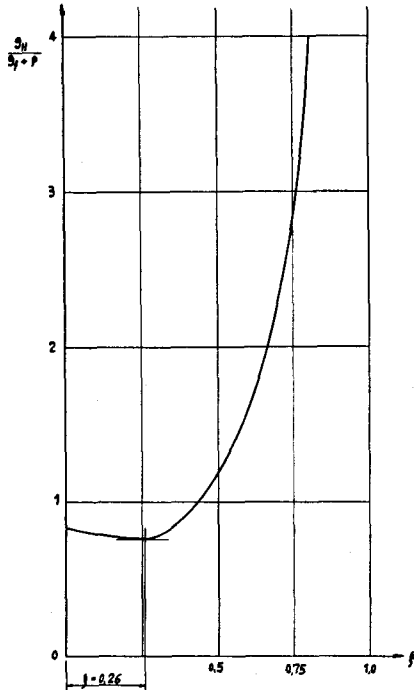


Fig. 30

f) Zusammenfassung

Bei den wirtschaftlichsten Verhältnissen hinsichtlich Gelenklage ($\xi = 0,28$) und günstiger Trägerhöhe, erreichen sowohl die Einhängträger- wie auch die Konsolenlänge ihrer Grenzwerte, d. h.

$$l_{gr.} = \xi \cdot L_{gr.} \quad \text{und} \quad l_{kgr.} = \frac{1 - \xi}{2} L_{gr.}$$

Setzt man dies in die Eigengewichtsformel (II) Seite 15 ein, so erhält man

$$g_H = \frac{L}{\frac{1 - \xi}{2} (L_{gr.} - L)} \left\{ \frac{\xi \cdot L}{L_{gr.} - L} (g_f \cdot \varphi_f + p \cdot \varphi_p) + \frac{1 + \xi}{2} (g_f \cdot \varphi_f + p \cdot \varphi_p) \right\}.$$

Daraus ergibt sich das Eigengewicht der Mittelöffnung und zwar in der Form der Grundgleichung⁷⁾

$$g_H = \frac{L}{L_{gr.} - L} (\varphi_f^* \cdot g_f + \varphi_p^* \cdot p)$$

wobei

$$\varphi^* = \varphi \frac{1 + \xi}{1 - \xi} \frac{L_{gr.} - L}{L_{gr.} - L} = \varphi \frac{1,79 L_{gr.} - L}{L_{gr.} - L}$$

in diesem Fall haben die Faktoren die folgenden Werte

$$\varphi_f = 1,067$$

$$\varphi_p = 1,080$$

$$\alpha = 1,00 \text{ (0,99)}$$

$$L_{gr.} = 1975 \text{ m } (\sigma_{zul.} = 1,53 \text{ t/cm}^2).$$

Bei der wirtschaftlichen Grenze werden

$$\varphi_f^* = 2,13$$

$$\varphi_p^* = 2,16.$$

φ_f^* , φ_p^* sind kleiner für kleinere Spannweiten, und werden für größere Spannweiten eher höher.

Der Eigengewichtsverlauf über der Mittelöffnung kann entsprechend der Skizze Fig. 31 angenommen werden.

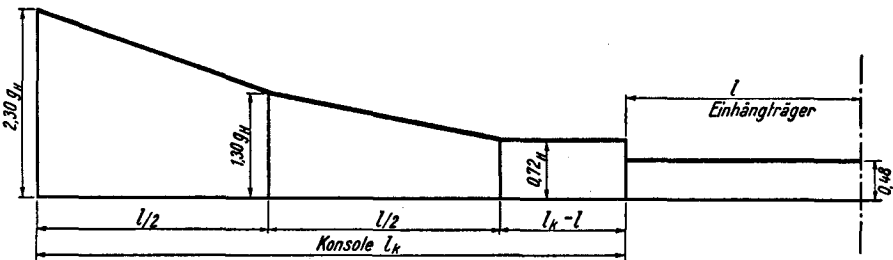


Fig. 31

⁷⁾ Die grundlegende Eigengewichtsformel von F. Süßi (I.V.B.H. dritter Kongreß, Liège 1948).

III. Die Seitenöffnung

a) Vorbemerkung

Bei der Betrachtung der Seitenöffnung können wir nicht allein den Überbau als maßgebend ansehen. Vielmehr wird hier in der Regel das Spannweitenverhältnis der Seitenöffnung zur Mittelöffnung durch das zu überbrückende Flußprofil weitgehend diktiert. Aus dem Stahlaufwand für die Tragkonstruktion allein ist die wirtschaftlichste Lösung nicht festlegbar. Es müssen die Kosten der Fundationen mitberücksichtigt werden. Der entwerfende Ingenieur hat also hier die verschiedenen Einflüsse auf die Wirtschaftlichkeit seines Bauwerkes gegeneinander abzuwägen.

Wir werden nachstehend die Unterlagen für die wirtschaftlichsten Verhältnisse in der Stahlkonstruktion zusammenstellen.

b) Das theoretische Eigengewicht

1. Belastungen

Im allgemeinen wirken auf die Seitenöffnung die folgenden Belastungen:

- a) Ein angenommenes, gleichmäßig verteiltes Eigengewicht g_h
- b) Fahrbahngewicht der Seitenöffnung g_f
- c) Verkehrslast der Seitenöffnung p
- d) Eine negative Reaktion R_H am freien Ende, welche dem Eigengewicht der Mittelöffnung das Gleichgewicht hält.
- e) Eine negative Reaktion R_f bzw. R_p am freien Ende, welche den Belastungen infolge Fahrbahn bzw. Nutzlast der Mittelöffnung das Gleichgewicht hält.

Die totale Reaktion am freien Ende infolge der verschiedenen Belastungen wechselt von der negativen bis zur positiven, je nach den Spannweitenverhältnissen der Seitenöffnung zur Mittelöffnung. Wir können also die Seitenöffnung entsprechend einer Konsole bei negativer Reaktion betrachten, bzw. entsprechend einem einfachen

Balken und einer Konsole bei positiver Reaktion. Dies soll die nachstehende Figur veranschaulichen, und zwar nach der totalen Momentenfläche (Fig. 29).

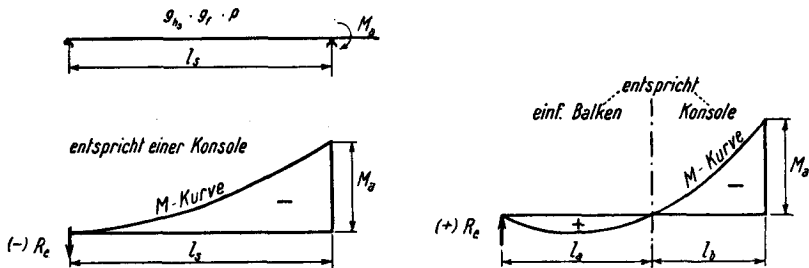


Fig. 32

2. Betrachtung der Seitenöffnung entsprechend einer Konsole (negative Reaktion)

Hier betrachten wir die Seitenöffnung entsprechend einer Konsole, an der folgende Belastungen wirken:

I. Eine gleichmäßige, verteilte Belastung g_h (Eigengewicht) und eine konzentrierte Last $R_s = \frac{1}{2} g_h \cdot l_s$ am freien Ende. Die Überlagerung dieser beiden Belastungsfälle entspricht der Wirkungsweise des einfachen Balkens.

II. Eine Reaktion R_H am freien Ende, welche den Belastungen an der Mittelöffnung das Gleichgewicht hält.

III. $R_{g_f} = \frac{1}{2} g_f l_s$ und $R_{p_s} = \frac{1}{2} p l_s$ als Reaktionen am freien Ende infolge g_f , bzw. p auf der Seitenöffnung.

IV. Eine Reaktion R_{f_m} bzw. R_{p_m} welche den Belastungen g_f bzw. p der Mittelöffnung das Gleichgewicht hält.

Das theoretische Eigengewicht eines Fachwerkträgers ergibt sich im allgemeinen aus der Gleichung (1), die lautet:

$$g_H = \frac{\gamma \mu}{\sigma_{zul.}} \{ \Sigma S_H \cdot g_H \cdot s + \Sigma S_f \cdot g_f \cdot s + \Sigma S_p \cdot p \cdot s \}$$

Der Ermittlung der Stabkräfte S_H , S_f und S_p legen wir den ungünstigsten Belastungsfall zu Grunde.

Nun betrachten wir die drei Beiträge (in Klammer) einzeln.

1. $\Sigma S_H \cdot g_H \cdot s$ — diese könnte man in (gleichmäßig verteilte Last) $g_{h_s} \cdot l_s^2$ umformen.

Diese gleichmäßig verteilte Last ergibt sich aus:

$$g_{h_{tot.}} = g_{h_s} + g_{h_{R_s}} + g_{h_{R_H}}$$

R_s und R_H sind aber konzentrierte Lasten, die wir durch gleichmäßig verteilte Belastungen ersetzen.

Wenn wir uns für die Reaktion R_H aus der Mittelöffnung auf die günstigsten Verhältnisse hinsichtlich Gelenklage $\xi = 0,283$ und Trägerhöhe $H = 0,189 L$ beschränken, so erhalten wir für das Eigengewicht nach der wirklichen Verteilung ein Moment am Auflager, das nur 0,76 des Momentes aus gleichmäßig verteiltem, angenommenem Eigengewicht g_H ist⁸⁾.

$$M_a = 0,76 g_H L^2 \frac{1 - \xi^2}{8} = \text{aber } \xi = 0,283$$

$$= 0,0874 \cdot g_H \cdot L^2$$

daraus $R_H = \frac{0,0874}{l_s} g_H L^2$

Wie im vorigen Kapitel soll die Momentenfläche aus der Ersatzbelastung gleich derjenigen aus der konzentrierten Last sein⁹⁾, dafür wird $R_H = 0,0874 g_H \frac{L^2}{l_s}$ durch $0,2622 g_H \frac{L^2}{l_s^2}$ ersetzt;

oder $g_{h_{R_H}} = \frac{0,2622}{\psi^2} g_H$ (wobei $\psi = \frac{l_s}{L}$);

analog wird $R_s = 0,5 g_{h_s} l_s$ durch $1,5 g_{h_s}$ ersetzt.

Dann erhalten wir die totale, verteilte Belastung $g_{h_{t.}}$.

$$g_{h_{t.}} = \frac{0,2622}{\psi^2} g_H - 0,5 g_{h_s}$$

Nach der allgemeinen Formel des Eigengewichtes ergibt sich der Anteil

$$\Sigma S_{h_s} g_{h_s} s = \left(\frac{0,2622}{\psi^2} g_H - 0,5 g_{h_s} \right) \beta l_s^2$$

⁸⁾ Siehe Seite 48.

⁹⁾ Siehe Seite 7.

Der Zahlenfaktor ergibt sich

$$\beta = \frac{\Sigma S_{h_s} \cdot g_{h_s} \cdot s}{\left(\frac{0,2622}{\psi^2} g_H - 0,5 g_{h_s} \right) \cdot l_s^2}$$

2. Die beiden Ausdrücke $\Sigma S_f \cdot s$ und $\Sigma S_p \cdot s$ lassen sich auf ähnliche Weise umformen. Wir erhalten die folgenden Ergebnisse:

$$\Sigma S_f \cdot s = \left(\frac{0,345}{\psi^2} - 0,5 \right) \varphi_f l_s^2$$

$$\Sigma S_p \cdot s = \left(\frac{0,345}{\psi^2} - 0,5 \right) \varphi_p l_s^2$$

Durch Einsetzen in Gleichung (1) erhalten wir:

$$g_{h_s} \cdot l_s = \frac{l_s^2}{\sigma_{zul.}} \left\{ -0,5 g_{h_s} + \frac{1}{\psi^2} [0,2622 g_H + (0,345 - 0,5 \psi^2) (g_f \varphi_f + p \varphi_p)] \right\}$$

In der endgültigen Formel führen wir den Ausdruck $l_i = \frac{\sigma_{zul.}}{\gamma \mu \beta}$, ein und wir erhalten die Eigengewichtsgleichung (III):

$$g_{h_s} = \frac{l_s}{(l_i + 0,5 l_s) \psi^2} [0,2622 g_H + (0,345 - 0,5 \psi^2) (g_f \varphi_f + p \cdot \varphi_p)] \quad \text{(III)}$$

Während uns die Grundgleichung der Mittelöffnung einen Wert der Grenzlänge der Konsole $l_{kgr.}$ liefert, erhalten wir auf Grund der obigen Formel keine Grenzspannweite der Seitenöffnung, sondern das Eigengewicht je Längeneinheit wird stets unendlich groß, sobald sich ψ dem Wert Null nähert.

Die vorher abgeleitete Formel ist nur gültig, wenn wir eine negative Reaktion am freien Ende der Seitenöffnung erhalten, oder

wenn R_H gleich oder größer als $0,5 g_{h_s} l_s$ ist.

Dieser Zustand wird nach unseren Untersuchungen bei $\psi = 0,40$ erreicht. Wir können auch hier feststellen, daß das Eigengewicht der Seitenöffnung mit der Vergrößerung von ψ abnimmt (bis $\psi = 0,40$).

3. Die Seitenöffnung entspricht einem einfachen Balken und einer Konsole

Wenn die Reaktion am freien Ende der Seitenöffnung positiv wird, können wir die Seitenöffnung in zwei Teilen betrachten (Fig. 32):

1. Entsprechend einem einfachen Balken mit einer Länge

$$l_a = 2 \left\{ \frac{0,5 g_{h_s} \cdot l_s - \frac{0,0874}{l_s} g_H L^2}{g_{h_s}} \right\}$$

$$= l_s \left(1 - \frac{0,1744}{\psi^2} \zeta \right) \quad \text{wobei } \zeta = \frac{g_H}{g_{h_s}} \text{ zur Vereinfachung}$$

unter einer Belastung g_{h_s} .

2. Entsprechend einer Konsole mit einer Länge

$$l_b = l_s \cdot \frac{0,1744}{\psi^2} \zeta$$

unter beiden Belastungen.

a) Verteilte Last g_{h_s} ,

b) Konzentrierte Last $0,5 g_{h_s} - \frac{0,0874}{l_s} g_H L^2$

ersetzt durch eine gleichmäßig verteilte $g_{h_s} \left(1,5 - 3,0 \frac{0,0874}{\psi^2} \zeta \right)$.

Die totale, gleichmäßig verteilte Belastung des Konsolenanteils beträgt

$$g_{h_s} \left\{ 2,5 - 1,5 \cdot \frac{0,1744}{\psi^2} \zeta \right\}$$

In der Eigengewichtsformel (1) formen wir den ersten Beitrag um;

$$\Sigma S_{h_s} \cdot g_{h_s} \cdot s = \beta l_s^2 g_{h_s} \left(1 - \frac{0,1744}{\psi^2} \zeta \right)^2 + \beta l_s^2 g_{h_s} \left(\frac{0,1744}{\psi^2} \zeta \right)^2 \left(2,5 - 1,5 \cdot \frac{0,1744}{\psi^2} \zeta \right)$$

$$= \beta g_{h_s} l_s^2 \left\{ 1 - \frac{0,3488}{\psi^2} \zeta + \frac{0,10645}{\psi^4} \zeta^2 - \frac{0,00796}{\psi^6} \zeta^3 \right\}$$

Für das Fahrbahngewicht und für die Nutzlast bleibt die totale Reaktion am freien Ende der Seitenöffnung negativ bis $\psi^2 = 0,23$ oder $\psi = 0,48$. Die Eigengewichtsformel für ψ zwischen 0,4 und 0,48 lautet

$$g_{h_s} = \frac{l_s}{l_{sgr.} - l_s} \left\{ (\varphi_f g_f + \varphi_p p) \left(\frac{0,345}{\psi^2} - 0,5 \right) - \left(\frac{0,3488}{\psi^2} \zeta - \frac{0,10645}{\psi^4} \zeta^2 + \frac{0,00796}{\psi^6} \zeta^3 \right) \right\} \quad (IV)$$

Diese Gleichung ist eine Gleichung dritten Grades in $\zeta = \frac{g_H}{g_{h_s}}$, die durch sukzessive Approximation am einfachsten lösbar ist.

Wenn ψ größer wird als 0,48, erhalten wir auch hier eine positive Reaktion für das Fahrbahngewicht und die Nutzlast.

Auf ähnliche Weise können wir beide Ausdrücke, $\Sigma S_f \cdot s$ und $\Sigma S_p \cdot s$, umformen:

$$\Sigma S_f \cdot s = \varphi_f \beta l_s^2 \left\{ 1 - \frac{0,46}{\psi^2} + \frac{0,185}{\psi^4} - \frac{0,01825}{\psi^6} \right\}$$

$$\Sigma S_p \cdot s = \varphi_p \beta l_s^2 \left\{ 1 - \frac{0,46}{\psi^2} + \frac{0,185}{\psi^4} - \frac{0,01825}{\psi^6} \right\}$$

Und nun setzen wir diese Werte in der Grundgleichung ein und erhalten die Eigengewichtsgleichung für ψ größer als 0,48

$$g_{h_s} = \frac{l_s}{l_{sgr.} - l_s} \{ (\varphi_f \cdot g_f + \varphi_p \cdot p) (1 + F_1) + F_2 \} \quad (V)$$

wobei

$$F_1 = -\frac{0,46}{\psi^2} + \frac{0,185}{\psi^4} - \frac{0,01825}{\psi^6}$$

$$F_2 = -\frac{0,3488}{\psi^2} \zeta + \frac{0,10645}{\psi^4} \zeta^2 - \frac{0,00796}{\psi^6} \zeta^3$$

In dieser Gleichung erhalten wir einen Wert für die Spannweite der Seitenöffnung $l_{sgr.}$, und so können wir feststellen, daß das Eigengewicht für $\psi \geq 0,48$ zunimmt.

c) Das Spannweitenverhältnis der Seitenöffnung zur Mittelöffnung

Wie bei der Mittelöffnung, wurden auch hier bei verschiedenen Brücken mit verschiedenen Verhältnissen ψ die Dimensionierungen und Gewichtsberechnungen durchgeführt. Dabei wurde in allen Fällen die gleiche totale Trägerlänge angenommen.

und somit

$$l_s = \frac{L_{total}}{1 + 2\psi} \cdot \psi$$

Die Trägerhöhe beim Auflager entspricht dabei der Höhe aus der Mittelöffnung und wird mit deren günstigstem Verhältnis $H=0,189L$ eingeführt.

Aus der nachstehenden Zusammenstellung gehen die gewählten Verhältnisse hervor:

Ψ	L (Feet)		l_s (Feet)		$L_{total} = 2830$ Fuß (862,6 m)
0,2861	1800	(548,6 m)	515	(157,0 m)	
0,3844	1600	(487,7 m)	615	(187,5 m)	
0,4433	1500	(457,2 m)	665	(202,7 m)	
0,5107	1400	(426,7 m)	715	(217,9 m)	
0,5885	1300	(396,2 m)	765	(233,2 m)	

Die ersten beiden Fälle wurden nach der Gleichung (III) berechnet (ψ kleiner als 0,40); der dritte Fall nach der Gleichung (IV) (ψ liegt zwischen 0,40 und 0,48), und endlich die beiden letzten Fälle nach Gleichung (V) (ψ größer als 0,48).

Die Berechnungsergebnisse für alle diese Fälle sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt:

ψ	0,2861	0,3844	0,4433	0,5107	0,5885	
g_H	13,502	11,220	10,210	9,26	8,326	t/m
g_{hs}	19,850	13,740	11,420	10,28	11,060	t/m
G	13640,0	10623,0	9297,0	8432,0	8455,0	t
β	1,51	1,71	1,84	1,843	1,844	
φ_f	0,913	1,00	1,04	1,065	1,10	
φ_p	1,03	1,35	1,51	1,68	1,83	
l_i	730	680	—	—	—	m
$l_{gr.}$	—	—	650	612	612	m

Diese Ergebnisse sind in den nachstehenden Kurven eingetragen (Fig. 33—38). Daraus erhalten wir den kleinsten Wert des totalen Gewichtes G der Mittelöffnung und der beiden Seitenöffnungen. Dieser Wert liegt bei $\psi=0,48$, und es ist damit das wirtschaftlichste Verhältnis. Wächst dieser Wert so vergrößert sich das Eigengewicht der Seitenöffnung unter gleichzeitiger Abnahme des Eigengewichtes der Mittelöffnung, wobei diese Abnahme geringer als die Zunahme des Eigengewichtes der Seitenöffnung ist.

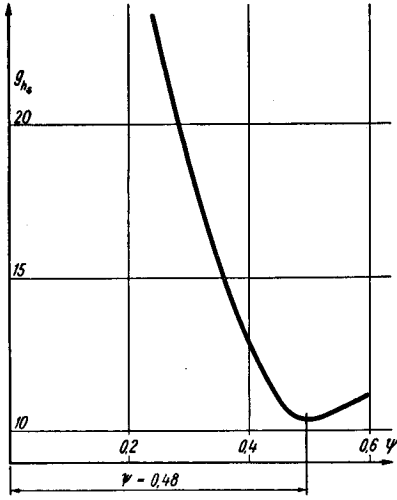


Fig. 33

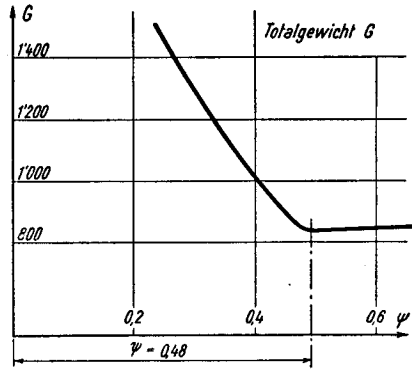


Fig. 34

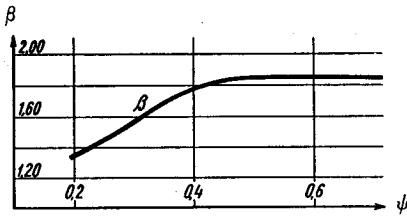


Fig. 35

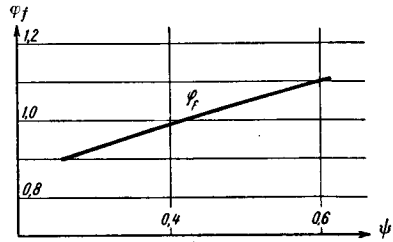


Fig. 36

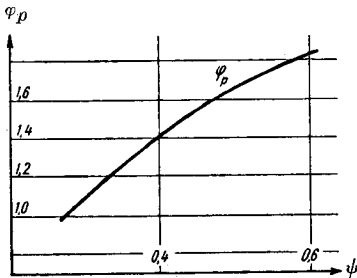


Fig. 37

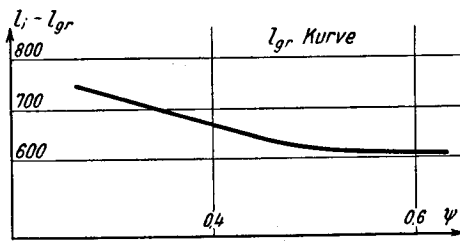


Fig. 38

IV. Ausgeführte Brücken

a) Die "Firth of Forth"-Brücke¹⁰⁾

Das erste Projekt für die "Firth-of-Forth"-Brücke mit aneinandergereihten einfachen Balken (500 ft. Spannweite) mußte der hohen Pfeiler wegen, die zudem noch auf schlechten Baugrund zu gründen gewesen wären, abgelehnt werden.

Ein zweites Projekt mit einer Hängebrücke wurde nach dem kurz vorher erfolgten Einsturz der Hängebrücke über den "Firth of Tal" als zu gewagt für die Ausführung befunden.

Als drittes Projekt wurde ein Gerberträger studiert und schließlich ausgeführt. Dieses Projekt vermeidet Stützen im Bereich des schlechten Baugrundes und läßt die Pfeiler dorthin stellen, wo mit geringer Höhe auszukommen ist. Zudem ergibt sich eine einfache und sichere Ausführung sämtlicher Arbeiten. Im weiteren konnte mit Materialien gearbeitet werden, über welche die notwendigen Erfahrungen vorlagen (im Jahre 1888), ohne daß Experimente mit neuen Materialien durchgeführt werden mußten.

Ein wesentlicher Unterschied zwischen dem Hängebrückenprojekt und dem ausgeführten Gerberträger liegt in der bedeutend geringeren Durchbiegung des Gerberträgers. Dieser Tatsache wurde damals große Bedeutung beigemessen.

Die Gestaltung der Brücke geht aus der Fig. 40 hervor. Sie zeigt zwei Viadukte und einen Gerberträger mit drei Doppelkonsolen und zwei Einhängträgern.

Belastungen

1. Fahrbahngewicht $g_f = 0,598$ t/ft (gerechnet aus Fig. 39)
2. Verkehrslast $p = 1,00$ t/ft (angenommen aus der Probebelastung der fertigen Brücke)
3. Eigengewicht $g_h = 0,7758$ t/ft¹⁰⁾
 $g_H = 2,800$ t/ft

¹⁰⁾ The Engineering, February 28, 1890.

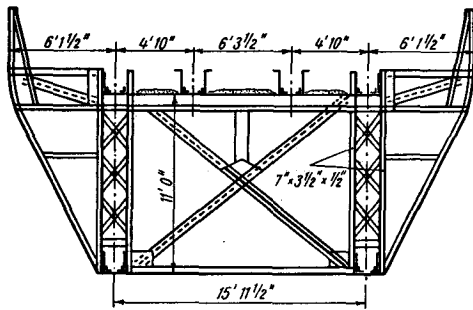


Fig. 39

Statisches System

Der Träger ist äußerlich statisch bestimmt, jedoch innerlich einfach statisch unbestimmt. Die Stabkräfte wurden für die verschiedenen Belastungsfälle mit Hilfe der Einflußlinien bestimmt. In der folgenden Tabelle sind diese Kräfte zusammengestellt.

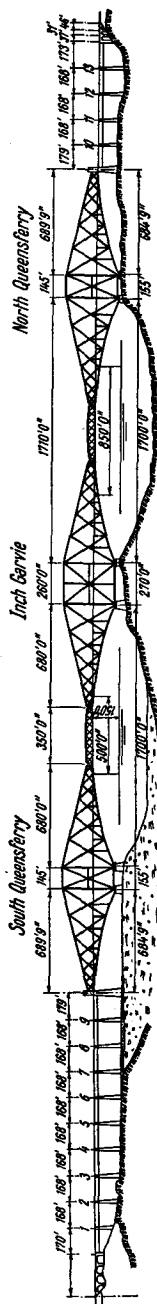


Fig. 40

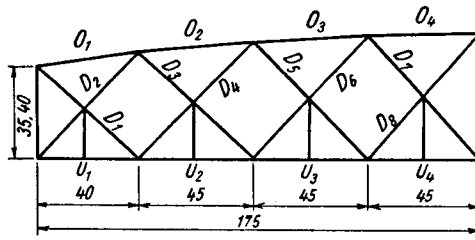


Fig. 41

1. Der Einhängträger

Stab	Länge s m	Stabkraft S t infolge	
		$g_f = 1,0$ t/m	$p = 1,0$ t/m
O_1	40,435	87,122	87,122
O_2	45,258	212,376	212,376
O_3	45,093	282,050	282,050
O_4	45,010	312,349	312,349
U_1	40,000	63,895	65,170
U_2	45,000	183,020	183,020
U_3	45,000	254,270	254,270
U_4	45,000	285,602	285,602
D_{1o}	24,651	115,088	115,088
D_{1u}	28,763	101,163	101,163
D_{2o}	30,965	91,854	93,640
D_{2u}	26,538	106,846	108,631
D_{3o}	28,860	82,921	83,611
D_{3u}	32,227	67,205	67,895
D_{4o}	34,000	47,176	61,311
D_{4u}	30,449	63,757	77,892
D_{5o}	31,251	53,505	61,824
D_{5u}	33,198	38,265	46,584
D_{6o}	34,282	15,033	37,519
D_{6u}	32,271	30,771	53,257
D_{7o}	32,951	30,538	47,860
D_{7u}	33,602	15,417	32,739
D_{8o}	33,963	9,009	35,038
D_{8u}	33,305	6,174	19,755
V	35,399	89,011	89,011

$$\frac{1}{2} \sum S_f \cdot s = 104166,16 \quad \frac{1}{2} \sum S_p \cdot s = 109794,81$$

2. Die Konsole (Fig. 42)

Stab	Länge s m	Stabkraft S t infolge			
		$g_f = 1,0$ über		$p = 1,0$ über die Konsole	Eigen- gewicht
		Konsole	Einhängtr.		
O_1	66,88	7,5	115,84	14,48	18,83
O_2	82,31	60,94	285,18	63,72	91,34
O_3	97,74	187,22	373,69	187,62	251,03
O_4	118,32	319,08	405,92	319,36	493,02
O_5	144,04	469,88	408,83	470,11	868,59
O_6	199,34	620,58	390,71	620,58	1420,58
U_1	65,01	33,08	104,83	37,78	24,90
U_2	80,14	118,93	272,80	120,68	114,75
U_3	95,56	219,46	353,85	219,92	267,55
U_4	116,60	359,33	390,02	359,72	525,12
U_5	143,94	505,80	396,33	505,80	913,99
U_6	194,83	678,36	386,93	678,36	1516,61
D_{1o}	49,33	42,08	133,36	48,06	31,68
D_{1u}	33,37	11,44	133,36	11,44	9,82
D_{2o}	30,10	8,38	129,20	16,15	21,00
D_{2u}	44,49	36,02	129,20	36,02	40,71
D_{3o}	63,76	105,20	73,74	107,53	95,81
D_{3u}	43,66	71,82	73,74	74,82	65,13
D_{4o}	39,94	23,16	73,39	26,46	55,98
D_{4u}	58,32	53,69	73,39	56,98	84,04
D_{5o}	81,04	116,66	28,51	117,92	153,22
D_{5u}	56,46	81,56	28,51	82,23	106,28
D_{6o}	52,81	60,08	42,11	61,13	113,52
D_{6u}	75,80	98,91	42,11	100,04	147,43
D_{7o}	105,47	143,17	2,76	143,75	262,00
D_{7u}	73,80	104,49	2,76	105,06	182,09
D_{8o}	71,12	71,44	17,46	71,86	194,30
D_{8u}	101,64	108,73	17,46	109,15	271,31
D_{9o}	139,18	152,03	18,29	153,71	408,36
D_{9u}	197,36	107,96	18,29	109,47	289,64
D_{10o}	97,21	92,32	1,78	92,71	232,27
D_{10u}	138,97	135,63	1,78	136,11	450,82
D_{11o}	194,38	171,92	33,76	185,81	629,90
D_{11u}	132,00	117,44	33,76	132,00	441,76
D_{12o}	137,50	103,80	12,48	108,11	541,72
D_{12u}	202,47	160,55	12,48	164,87	737,58

Stab	Länge s m	Stabkraft S t infolge			
		$g_f = 1,0$ über		$p = 1,0$ über die Konsole	Eigen- gewicht
		Konsole	Einhängtr.		
V_1	35,40	5,88	90,63	11,33	14,73
V_2	21,11	32,50	0	32,50	23,18
V_3	28,31	40,00	0	40,00	36,77
V_4	35,52	47,50	0	47,50	63,54
V_5	41,32	57,50	0	57,50	118,78
V_6	44,37	70,00	0	70,00	191,17
V_7	42,18	92,5	0	92,50	319,24
v_1	19,19	55,0	0	55,0	91,17
v_2	35,43	63,75	0	63,75	154,97
v_3	68,89	81,25	0	81,25	255,20

Konsole
Einhäng-
träger

$$\frac{1}{2} \sum S_f \cdot s = 561\,300,5 + 786\,040,3 + 104\,166,2 = 1451\,506,9$$

$$\frac{1}{2} \sum S_p \cdot s = 561\,300,5 + 796\,319,9 + 109\,794,9 = 1467\,415,3$$

$$\frac{1}{2} \sum S_H \cdot g_H \cdot s = 1790\,814,6 + 516\,276,5 = 2307\,091$$

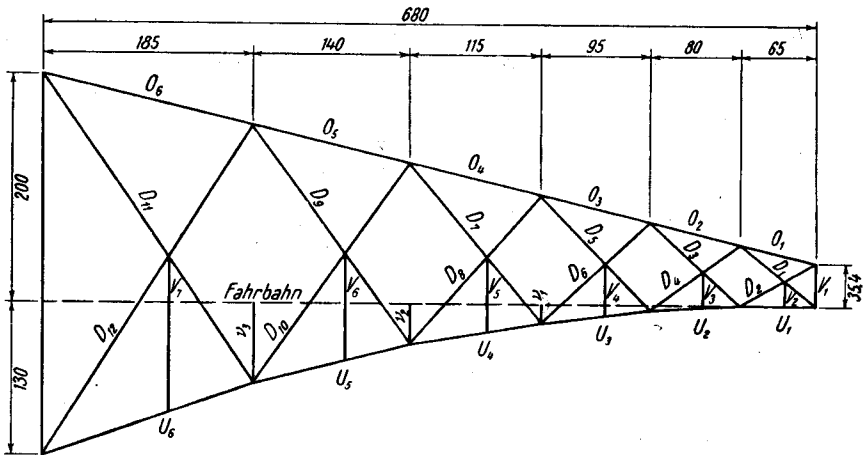


Fig. 42

Die zulässigen Spannungen

Die zulässigen Spannungen sind zu einem Drittel der Bruchfestigkeit angenommen (the Engineering 28th February 1890, S. 36).

Als Mittelwert wurde für unsere Rechnung $\sigma_B = 32 \text{ t/inch}^2$ berücksichtigt. Daraus erhalten wir $\sigma_{zul.} \equiv \frac{32}{3} \text{ t/inch}^2 = \underline{1,65 \text{ t/cm}^2}$ ($1 \text{ t} = 2240 \text{ lbs}$).

Anwendung der Eigengewichtsformel

Die zur Berechnung von g_H in der Eigengewichtsgleichung erforderlichen Faktoren berechnen sich wie folgt:

$$\beta = \frac{\Sigma S_H g_H s}{L^2 \left(\xi g_h + \frac{1-\xi}{2} g_H \right)}$$

$$\beta = \frac{4614182,0}{1710^2 (0,2047 \cdot 0,7758 + 0,39765 \cdot 2,80)} = \underline{1,240}$$

Dieser Wert β ist, wie zu erwarten war, zu klein; das bedeutet ein sehr unwirtschaftliches Spannweitenverhältnis ($\xi = 0,2047$).

$$\varphi_f = \frac{2 \cdot 1451506}{1710^2 \cdot 1,240 \cdot 0,60235} = 1,33$$

$$\varphi_p = \frac{2 \cdot 1467214,9}{1710^2 \cdot 1,240 \cdot 0,60235} = 1,343$$

Die beiden Koeffizienten φ_f und φ_p sind sehr groß.

Nun setzen wir in der Eigengewichtsgleichung ein

$$2,8 = \frac{1710}{l_{kgr.} - 680} [0,2047 \cdot 0,7758 + 0,60235 (0,598 \cdot 1,33 + 1,0 \cdot 1,343)]$$

und daraus erhalten wir:

$$l_{kgr.} = 1563 \text{ ft} = 476 \text{ m}$$

Aus diesen Zahlenwerten erhalten wir den Konstruktionsfaktor wie folgt:

$$l_{kgr.} = \frac{\sigma_{zul.}}{\gamma \cdot \alpha},$$

setzen wir ein $l_{kgr.} = 478 \text{ m}$

$$\sigma = 1,65 \text{ t/cm}^2$$

und $\gamma = 7,85 \text{ t/cm}^2$

$$\alpha = \frac{1,65 \cdot 10^4}{476 \cdot 7,850} = 4,44$$

aber

$$\alpha = \beta \cdot \mu \quad \text{oder} \quad \mu = \frac{\alpha}{\beta}$$

$$\mu = \frac{4,440}{1,240} = 3,6 \quad (\text{vergleiche die Howrah-Brücke})$$

mit $\mu = 1,90$

Obwohl als Druckstäbe kreisförmige Querschnitte (Rohre) mit günstigem Trägheitsradius verwendet wurden, ergibt sich ein höherer Konstruktionsfaktor μ ; dies rührt davon her, daß sämtliche Druckstäbe überdimensioniert wurden.

Aus dieser Betrachtung geht hervor, daß die „Firth of Forth“-Brücke sehr unwirtschaftlich konstruiert ist. Außer der Überdimensionierung der Druckstäbe wurde noch ein sehr unwirtschaftliches Spannweitenverhältnis gewählt ($\xi = 0,2047$).

Dies wird unterstrichen durch die Betrachtung der Grenzspannweite. Hier ergibt sich die Konsolengrenzlänge zu nur 478 m statt 760 m, und die dazugehörige Einhängträgeregrenzlänge $l_{gr.}$ zu 246 m; das bedeutet, daß die Konsole im Grenzzustand einen Einhängträger von nur 246 m Spannweite tragen kann (statt 600 m).

Wären die günstigen Verhältnisse, hinsichtlich Gelenklage $\xi = 0,283$ und Trägerhöhe $H = 0,189 L$, für diese Brücke angewandt worden, so könnte man eine Materialersparnis von etwa 60% erreichen.

$$\text{Es wäre nämlich} \quad \alpha = 1,00 \quad \sigma_{zul.} = 1,65 \text{ t/cm}^2$$

$$L_{gr.} = 2100 \text{ m} = 6890 \text{ ft}$$

$$\text{und} \quad g_H^{11)} = \frac{1710}{6890 - 1710} (0,598 \cdot 2,19 + 1,0 \cdot 2,21) = 1,16 \text{ t/ft}$$

$$\text{Die Materialersparnis wäre somit} \quad \frac{2,80 - 1,16}{2,80} 100 = 58,6\%$$

¹¹⁾ Siehe die Zusammenfassung Seite 61.

b) Die Quebec-Brücke

Die Quebec-Brücke über "The St. Lawrence River" in Kanada wurde im Jahre 1917 fertig erstellt. Mit einer Spannweite von 1800 feet (548,622 m) in der Mittelöffnung ist sie heute noch die weitestgespannte Gerberträger-Brücke. Zehn Jahre vorher (im Jahre 1907) ist eine andere Brücke (The old Quebec Bridge) während der Ausführung unter ihrem Eigengewicht eingestürzt. Deswegen hat man in der "New Quebec Bridge" den Knickstäben im Untergurt besondere Aufmerksamkeit geschenkt sowie auch eine größere Steifigkeit durch Anordnen zusätzlicher Querverbände zu erreichen versucht.

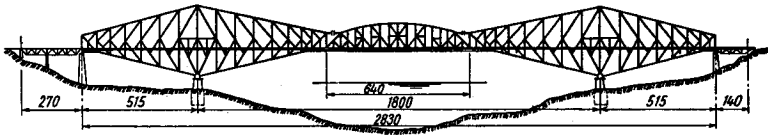


Fig. 43

Die Brücke besitzt folgende Abmessungen (Fig. 43):

Totale Spannweite	=	2830 feet	
Mittelöffnung	=	1800 feet	
Einhängträgerlänge	=	640 feet	
Seitenöffnung	=	515 feet	Daraus $\xi = 0,35555$
Trägerhöhe	=	310 feet	$H = 0,172 L$

Belastungen

1. Fahrbahngewicht $g_f = 1,567$ t/ft
(angenommen: gleichmäßig verteilt über der ganzen Brücke).
2. Verkehrslast

Die Brücke trägt je Hauptträger eine Last von 2 Lokomotiv-Typen Cooper 60, außerdem eine Last von 5000 lbs/ft über den Rest der Brücke und über dem Gehweg eine Last von 1000 lbs/ft. Der Stoßzuschlag beträgt 20%.

Totale Belastung eines Hauptträgers:

a) 2 Lokomotiven	= 193,4 t	
b) Verteilte Last über den Rest der Brücke	= 3838,6 t	= 4032 t
c) Stoßzuschlag 20% von 4032 t		= 806,4 t
d) Last auf dem Gehweg		= 951 t
	Total =	5789,4 t

$$p = \frac{5789,4}{1800} = 3,2164 \text{ t/ft}$$

3. Das Eigengewicht

- a) Einhängträger $g_h = 2,807 \text{ t/ft}$ (gleichmäßig verteilt)
- b) Die mittlere Spannweite besteht aus zwei Konsolen und den Einhängträgern.

Gewicht 2 Konsolen	= 10597,4 t	
Einhängträgergewicht	= 1796,5 t	(1 t = 2240 lbs)
	12393,9 t	
	$g_H = 6,885 \text{ t/ft}$	

Statisches System und zulässige Beanspruchungen

Der Träger ist statisch bestimmt, innerlich und äußerlich. Zur Erreichung genügender Genauigkeit wurden die Stabkräfte analytisch ermittelt und in der folgenden Tabelle dargestellt.

Es wurde bei dieser Brücke Normal-Stahl $\sigma_{zul.} = 1,27 \text{ t/cm}^2$, wie auch Nickel-Stahl $\sigma_{zul.} = 1,78 \text{ t/cm}^2$ angewendet. Für unsere Untersuchung führen wir einen mittleren Wert von $\sigma_{zul.}$ ein.

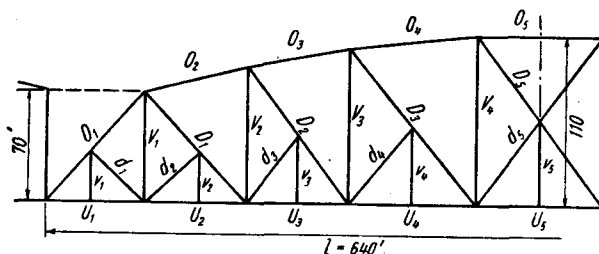


Fig. 44

Die Quebec-Brücke

1. Der Einhängträger (Fig. 44)

Stab	Länge s m	Stabkraft S t infolge	
		$g_f = 1,0$ t/m	$p = 1,0$ t/m
$O_1 u$	47,76	414,49	414,49
$O_1 o$	47,76	392,31	392,31
O_2	67,39	391,47	391,47
O_3	68,23	441,28	441,28
O_4	82,53	460,75	460,75
O_5	82,00	457,81	457,81
$U_1 + U_2$	130,00	282,05	282,05
U_3	67,00	390,34	390,34
U_4	82,00	450,01	450,01
U_5	82,00	473,10	473,10
d_1	47,76	22,17	22,17
d_2	47,76	22,17	22,17
$D_1 o$	47,76	162,53	173,36
$D_1 u$	47,76	140,35	170,59
d_3	55,22	21,07	21,07
$D_2 o$	55,22	91,91	129,94
$D_2 u$	55,22	70,84	124,56
d_4	64,93	26,44	26,44
$D_3 o$	64,93	38,80	103,89
$D_3 u$	64,93	12,35	98,21
d_5	68,59	25,57	25,57
V_1	70,00	65,00	65,00
V_2	87,80	53,11	97,20
V_3	100,70	1,43	70,40
V_4	110,00	51,92	99,59
$v_1 + v_2$	70,00	32,50	32,50
v_3	43,90	33,50	33,50
v_4	50,35	41,00	41,00
v_5	55,00	41,00	41,00

$$\frac{1}{2} \Sigma S_f \cdot s = 326\,541,01$$

$$\frac{1}{2} \Sigma S_p \cdot s = 359\,636,88$$

2. Die Konsole (Fig. 45)

Stab	Länge s m	Stabkraft S t infolge		
		$g_f = 1,0$ t/m		Eigengewicht der Konsole
		über die Konsole	über den Einhängträger	
O_1	66,456	9,116	253,664	141,272
O_2	49,075	25,763	253,664	141,272
O_3	60,322	356,487	352,382	308,171
O_4	73,613	108,223	430,140	581,191
O_5	85,882	178,293	491,425	1000,490
O_6	85,882	266,857	538,351	1581,572
O_7	85,882	359,703	570,621	2258,560
O_8	85,882	453,881	594,174	3054,930
U_1	49,214	25,836	254,391	141,671
U_2	60,492	67,270	353,378	309,042
U_3	73,821	122,279	431,355	582,833
U_4	86,124	195,696	492,814	1003,312
U_5	86,124	284,589	539,872	1586,040
U_6	86,124	374,922	572,233	2264,940
U_7	86,124	467,570	595,852	3063,560
D_1	95,516	25,095	364,587	203,048
D_2	56,826	22,029	0	0
D_3	73,329	53,931	147,504	249,383
D_4	67,997	42,571	136,780	231,251
D_5	91,844	72,603	118,391	412,967
D_6	84,462	72,439	108,875	382,272
D_7	113,220	99,642	94,260	644,894
D_8	104,015	99,009	86,596	592,461
D_9	135,662	126,657	74,126	917,907
D_{10}	125,175	127,023	68,396	846,948
D_{11}	152,540	146,967	57,317	1202,439
D_{12}	137,524	148,674	51,674	1084,068
D_{13}	168,247	168,872	46,141	1560,141
D_{14}	152,540	167,278	41,833	1414,494
D_{15}	184,459	189,293	38,547	2043,688
D_{16}	168,247	186,136	35,159	1864,067

Stab	Länge s m	Stabkraft S_t infolge		
		$g_f = 1,0$ über		Eigengewicht
		Konsole	Einhängträger	
V_1	38,28	11,372	0	71,289
V_2	45,56	54,184	211,040	285,515
V_3	48,16	23,575	76,330	224,757
V_4	56,75	60,482	92,309	367,363
V_5	60,44	41,065	61,720	339,508
V_6	70,39	83,865	73,519	585,753
V_7	75,07	56,869	49,737	520,455
V_8	87,38	111,694	59,179	828,255
V_9	992,80	77,266	40,940	748,375
V_{10}	106,53	132,232	47,820	1113,751
V_{11}	108,89	98,388	34,197	1022,597
V_{12}	127,33	155,618	40,702	1509,904
V_{14}	145,78	178,369	34,767	2035,142
V_{13}	127,53	120,030	30,016	1399,142
d_1	35,03	14,814	0	0
d_2	46,23	19,375	0	0
d_3	59,61	24,559	0	0
d_4	67,83	26,743	0	0
d_5	76,27	25,146	0	0
d_6	84,12	24,237	0	0
d_7	92,22	23,586	0	0
V_0	70,00	11,50	320,000	178,217
v_2	45,27	32,50	0	0
v_3	10,14	24,00	0	0
v_4	3,83	29,50	0	0
v_5	3,96	36,00	0	0
v_6	14,71	42,00	0	0
v_7	23,32	42,00	0	0
v_8	31,10	42,00	0	0
v_9	42,89	42,00	0	0

$$\frac{1}{2} \sum S_f \cdot s = 632\,939,4 + 767\,732,9 + 326\,541,0 = 1\,727\,213,3$$

Konsole Eihängtr.

$$\frac{1}{2} \sum S_p \cdot s = 632\,939,4 + 767\,732,9 + 359\,637,7 = 1\,760\,309,0$$

$$\frac{1}{2} \sum S_H \cdot g_H \cdot s = 469\,6017,4 + 3071\,626,6 = 7\,767\,644,0$$

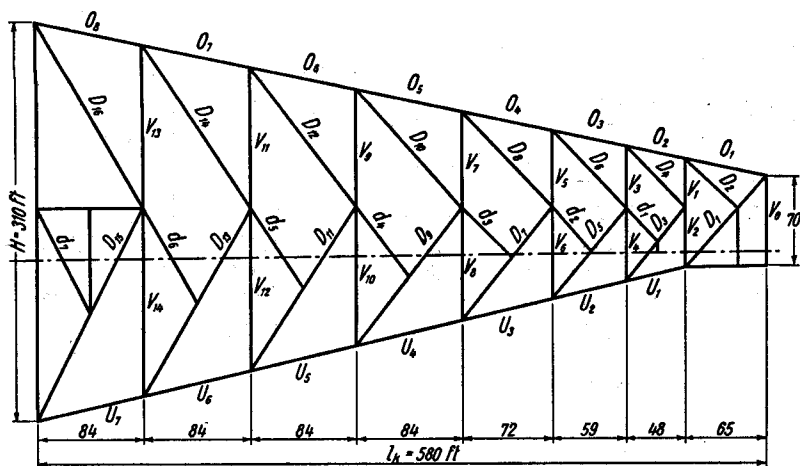


Fig. 45

Der Anteil an Nickel-Stahl beträgt 27% vom gesamten Stahlgewicht, ist jedoch nur auf die Mittelöffnung beschränkt.

Totalgewicht eines H. T. = 31463 t (inkl. Fahrbahn-Gewicht)

Nickel-Stahl 27 % = 8495 t

Totalgewicht der Mittelöffnung = 16763 t

Nickel-Stahl beträgt $\frac{16763}{8495} = 51\%$

Daraus erhalten wir den mittleren Wert σ_{zul} .

$$\sigma_{zul.} = 1,27 \cdot 0,49 + 1,78 \cdot 0,51 = 1,53 \text{ t/cm}^2$$

Der Systemwert β beträgt

$$\beta = \frac{\Sigma S_H \cdot g_H \cdot s}{L^2 [\xi g_h + \frac{1}{2}(1-\xi)g_H]}$$

$$\beta = \frac{15535288}{1800^2 (0,3555 \cdot 2,807 + 0,3222 \cdot 6,885)}$$

$$\beta = 1,491$$

Dieser β -Wert ist kleiner als derjenige, den wir in unserer Untersuchung bekommen haben. Der Unterschied rührt daher, daß die Verteilung des Eigengewichtes bei der Quebec-Brücke sehr ungleichmäßig ist wobei verhältnismäßig starke Konzentration im Stützenbereich auftritt.

Die Koeffizienten φ_f und φ_p ergeben sich

$$\varphi_f = \frac{2 \cdot 1727'213}{1800^2 \cdot 1,491 \cdot 0,677778} = 1,055$$

$$\varphi_p = \frac{2 \cdot 1760'309}{1800^2 \cdot 1,491 \cdot 0,677778} = 1,076$$

Die Konsolengrenzlänge $l_{k\ gr.}$

Setzen wir diese Werte in der Eigengewichtsgleichung ein, erhalten wir:

$$6,885 = \frac{1800}{l_{k\ gr.} - 580} [0,355 \cdot 2,807 + 0,6778 (1,055 \cdot 1,567 + 1,076 \cdot 3,216)]$$

$$l_{k\ gr.} = 1757\text{ ft} = 532\text{ m}$$

Als Konsolengrenzlänge ergibt sich $l_{k\ gr.} = 532\text{ m}$ statt 710 m . Dieses ungünstige Ergebnis wird verursacht durch das ungünstige Spannweitenverhältnis $\xi = 0,3555$ und sowie ungenügende Ausnutzung der zulässigen Knickspannungen sowie der zu dicht angeordneten Querverbände.

Die zulässigen Knickspannungen sind klein gewählt worden, wie schon erwähnt, als Reaktion auf den Einsturz der ersten Quebec-Brücke, die bekanntlich ihre Tragfähigkeit infolge Ausknicken von Druckstäben verloren hat. Ebenso gehen die reichlichen Querverbände auf das Konto der durch den Einsturz hervorgerufenen Unsicherheit. Deswegen erhalten wir einen großen Konstruktionsfaktor μ :

$$\mu = \frac{1,53 \cdot 10^4}{1,491 \cdot 532 \cdot 7,85} = 2,44$$

Wären die günstigen Verhältnisse ($\xi = 0,283$ und $H = 0,189 L$) für diese Brücke angewandt worden, so hätte man eine Materialersparnis von etwa 40% erreicht.

Es wäre nämlich $\alpha = 1,00$ und $L_{gr.} = 1975 \text{ m} \approx 6480 \text{ ft}$

und $g_H^{12)} = \frac{1800}{6480 - 1800} (1,567 \cdot 2,23 + 3,216 \cdot 2,25) = 4,1 \text{ t/ft}$

Die Materialersparnis wäre somit $\frac{6,885 - 4,1}{6,885} 100 = 40\%$ geworden.

c) Die Howrah-Brücke in Calcutta

Historischer Rückblick¹³⁾

An der Stelle der Howrah-Brücke bestand ursprünglich eine alte Pontonbrücke. Zur Bewältigung des in den letzten Jahren stark angewachsenen Verkehrs war die Neukonstruktion einer Brücke nicht mehr zu umgehen.

In einem ersten Entwurf wurde an eine Zweigelenk-Bogenbrücke oder an eine Hängebrücke gedacht. Diese zwei Projekte wurden des schlechten Baugrundes wegen abgelehnt. Der Entwurf einer Balkenbrücke mit einer Serie von Pfeilern scheiterte an den Bedingungen, die durch die Schifffahrt gestellt wurden. Eine neue Pontonbrücke wurde als provisorisches Projekt angesehen. Der letzte Entwurf einer Gerberträgerbrücke wurde angenommen und endlich in den Jahren 1938—1943 ausgeführt.

Bis heute ist die Howrah-Brücke die neueste weitgespannte Gerberträgerbrücke. Die Dimensionierung der verschiedenen Stäbe sowie die Herstellung der Brücke wurden nach neuesten Stahlbaugrundlagen durchgeführt. Deswegen lieferte uns die Untersuchung Systembeiwerte, die günstiger sind als die der anderen ausgeführten Brücken (der "Firth-of-Forth"- und der Quebec-Brücke).

In der nachstehenden Figur sind die Hauptabmessungen angegeben (Fig. 46):

¹²⁾ Siehe die Zusammenfassung Seite 61.

¹³⁾ Journal of the institution of civil engineers, may 1947.

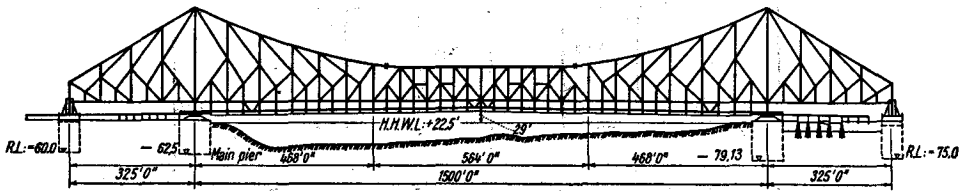


Fig. 46

Totale Mittelöffnung $L = 1500 \text{ feet} = 457,2 \text{ m}$

Einhängträgerlänge = $564 \text{ feet} = 171,9 \text{ m}$

Belastungen

1. Fahrbahngewicht

Hier haben wir eine Straßenbrücke mit einer Betonfahrbahnplatte $g_f = 2,816 \text{ t/ft}$ ($1\text{t} = 2240 \text{ lbs}$).

2. Verkehrslast

Die Verkehrslast beträgt 60 lbs/ft^2 über die Brücke und 45 lbs/ft^2 über dem Gehweg (1) $p = 1,252 \text{ t/ft}$.

3. Eigengewicht

a) Einhängträger $g_h = 1,907 \text{ t/ft}$ (angenommen, gleichmäßig verteilt)

b) Mittelöffnung $g_H = 3,1317 \text{ t/ft}$.

Statisches System und zulässige Spannungen

Die Brücke ist innerlich und äußerlich statisch bestimmt. Mit Hilfe der Einflußlinien erhalten wir die verschiedenen Stabkräfte für die verschiedenen Belastungsfälle.

Bei dieser Brücke wurden zwei Sorten von Stahl verwendet: normaler Stahl $\sigma_{zul.} = 1,4 \text{ t/cm}^2$ und hochwertiger Stahl $\sigma_{zul.} = 2,0 \text{ t/cm}^2$. Als Mittelwert nehmen wir für unsere Untersuchung

$$\sigma_{zul.} = 1,60 \text{ t/cm}^2$$

In den folgenden Tabellen sind die Stabkräfte zusammengestellt.

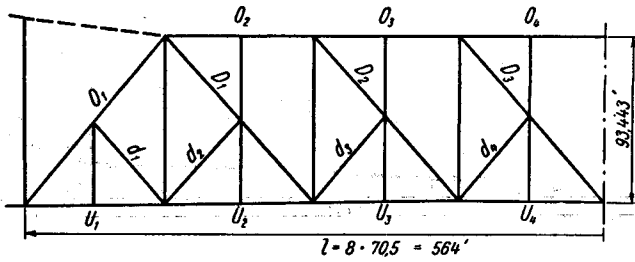


Fig. 47

Stab	Länge s m	Stabkraft S t infolge	
		$g = 1,0$ t/m	$p = 1,0$ t/m
$O_1 o$	56,28	319,88	319,88
$O_1 u$	56,28	342,74	342,74
O_2	70,50	347,14	347,14
O_3	70,50	438,55	438,55
O_4	70,50	467,79	467,79
U_1	70,505	214,67	214,67
U_2	70,505	214,67	214,67
U_3	70,505	361,64	361,64
U_4	70,500	453,17	453,17
$D_1 o$	55,565	231,39	237,43
$D_1 u$	55,565	208,83	221,58
$D_2 o$	55,216	143,17	167,73
$D_2 u$	55,216	120,52	156,48
$D_3 o$	55,216	45,79	104,69
$D_3 u$	55,216	22,90	97,70
d_1	55,565	22,56	22,56
d_2	56,280	22,85	22,85
d_3	55,915	22,94	22,94
d_4	55,216	22,89	22,89
V_1	86,828	70,50	70,50
V_2	85,906	110,21	110,21
V_3	85,000	35,25	35,25
V_4	85,000	0	0
$v_1 + v_2$	86,828	35,25	35,25
v_3	42,944	35,25	35,25
v_4	42,500	35,25	35,25

$\frac{1}{2} \sum S_g \cdot s = 285939,4$ $\frac{1}{2} \sum S_p \cdot s = 297706,6$

Die Konsole (Fig. 48)

Stab	Länge s m	Stabkraft S t infolge		
		$g_f = 1,0$ über		Eigengewicht
		Konsole	Einhängträger	
O_1	71,44	11,89	190,19	170,33
O_2	72,24	12,02	192,32	172,24
O_3	73,09	73,55	326,23	508,88
O_4	89,84	155,41	438,81	961,64
O_5	91,21	262,91	520,84	1626,07
O_6	92,61	377,93	571,54	2397,89
U_1	70,505	28,98	187,70	168,16
U_2	70,505	88,30	324,34	490,88
U_3	85,51	164,39	417,64	915,23
U_4	85,51	266,07	488,29	1524,44
U_5	85,51	348,95	527,71	2214,02
D_1	117,79	33,75	313,59	280,84
D_2	43,12	21,11	0	0
D_3	101,440	72,67	196,58	464,39
D_4	86,24	72,43	167,12	394,79
D_5	101,15	97,41	133,85	610,95
D_6	99,55	108,67	131,73	599,16
D_7	114,76	123,34	94,83	817,62
D_8	127,80	147,32	105,60	910,55
D_9	127,37	135,65	58,72	1027,15
D_{10}	139,33	166,98	64,24	1123,66
D_{11}	141,37	161,47	32,53	1272,60
D_{12}	154,38	190,04	35,52	1389,66
V_1	33,91	11,17	0,70	86,35
V_2	72,02	73,76	248,76	474,93
V_3	50,99	24,92	49,42	293,61
V_4	71,61	95,83	139,56	566,00
V_5	67,39	48,40	46,98	513,25
V_6	75,43	116,29	94,76	708,92
V_7	78,26	65,68	31,91	751,00
V_8	93,28	132,45	62,33	897,55
V_9	92,95	78,17	12,47	956,44
V_{10}	111,47	151,27	43,01	1214,12

Stab	Länge s	Stabkraft S t infolge		
		$g_I = 1,0$ über ..		Eigengewicht
		Konsole	Einhängträger	
d_1	49,776	24,50	0	0
d_2	52,690	24,62	0	0
d_3	69,67	31,93	0	0
d_4	77,187	29,60	0	0
d_5	69,800	26,77	0	0
V_0	93,443	17,625	282,00	77,226
v_1	46,721	35,25	0	0
v_2	36,008	35,25	0	0
v_3	35,807	35,25	0	0
v_4	37,716	42,75	0	0
v_5	46,640	42,75	0	0
v_6	55,734	42,75	0	0

$$\frac{1}{2} \sum S_f \cdot s = 407789,0 + 580446,0 + 285939,4 = 1274174,0$$

Konsole Einhängtr.

$$\frac{1}{2} \sum S_p \cdot s = 407789,0 + 580446,0 + 297707,0 = 1285942,0$$

$$\frac{1}{2} \sum S_H \cdot g_H \cdot s = 2645336,4 + 329264,55 = 2974600,95$$

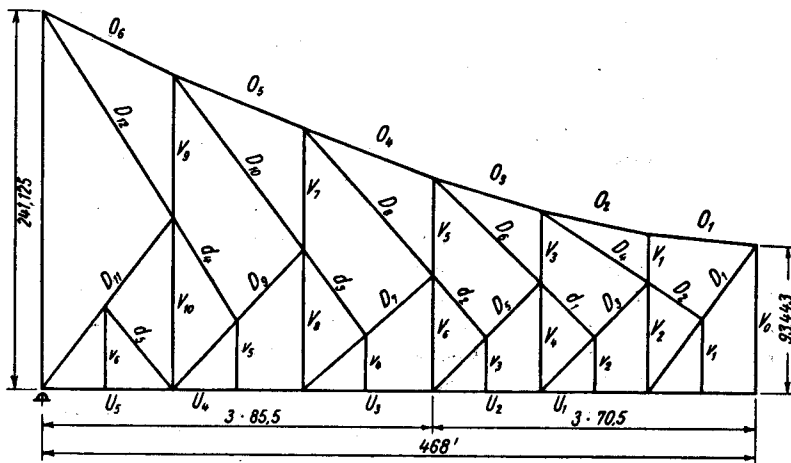


Fig. 48

Anwendung der Eigengewichtsformel

Die zur Berechnung von g_H in der Eigengewichtsgleichung erforderlichen Faktoren berechnen sich wie folgt:

$$\beta = \frac{\Sigma S_H \cdot g_H \cdot s}{L^2 \left(\xi g_h + \frac{1-\xi}{2} g_H \right)}$$

$$\beta = \frac{5949201,9}{1500^2 (0,376 \cdot 1,907 + 0,312 \cdot 3,1317)} = 1,560$$

Wie zu erwarten war, haben wir der ungünstigen Höhenverhältnisse wegen einen größeren Wert von β erhalten. Die Howrah-Brücke wurde mit einer Höhe $H = 0,16 L$ ausgeführt, während nach unserer Untersuchung für das vorliegende Spannweitenverhältnis eine Höhe von $H = 0,18 L$ wirtschaftlicher gewesen wäre.

Die Koeffizienten φ_f und φ_p ergeben sich aus den Gleichungen

$$\varphi_f = \frac{\Sigma S_f \cdot s}{\beta L^2 \frac{1+\xi}{2}} = \frac{2548349}{1500^2 \cdot 1,56 \cdot 0,688} = 1,055$$

$$\varphi_p = \frac{S_p \cdot s}{\beta L^2 \frac{1+\xi}{2}} = \frac{2571883,5}{1500^2 \cdot 1,56 \cdot 0,688} = 1,064$$

Setzen wir diese Werte in der Eigengewichtsgleichung

$$g_H = \frac{L}{l_{k.gr.} - l_k} \left[\xi g_h + \frac{1+\xi}{2} (\varphi_f \cdot g_f + \varphi_p \cdot p) \right]$$

ein, so erhalten wir daraus

$$l_{k.gr.} = \frac{1500}{3,1317} [0,376 \cdot 1,907 + 0,688 (1,055 \cdot 2,816 + 1,064 \cdot 1,252)] + 468$$

$$l_{k.gr.} = 2229 \text{ ft} = 679,4 \text{ m}$$

Wie schon für den β -Wert, so erhalten wir auch hier andere Werte von $l_{k.gr.}$, kleiner als auf Grund unserer Untersuchung. Die Höhenverhältnisse beeinflussen also die Konsolengrenzlänge $l_{k.gr.}$, wo wir statt 742 m nur 680 m erhalten.

Die zu dieser Konsolengrenzlänge gehörige Einhängträgergrenzlänge $l_{gr.}$ ergibt sich zu:

$$l_{gr.} = l_{k. gr.} \frac{2\xi}{1-\xi} = 819 \text{ m}$$

Dieses Ergebnis zeigt, daß die Konsole im Grenzzustand überdimensioniert ist; sie kann einen Einhängträger, der gar nicht möglich ist, tragen. So haben wir hier ein unwirtschaftliches Spannweitenverhältnis.

Der Konstruktionsfaktor.

Wir haben $l_{k. gr.} = \frac{\sigma_{zul.}}{\mu \cdot \beta \cdot \gamma}$

oder $\mu = \frac{\sigma_{zul.}}{l_{k. gr.} \cdot \gamma \cdot \beta} = \frac{1,60 \cdot 10^4}{679 \cdot 7,85 \cdot 1,56} = 1,90$

Wie zu erwarten war, stimmt der Konstruktionsfaktor μ gut mit unserem Wert $\mu = 1,80$ überein. Der Unterschied liegt darin, daß die langen Druckdiagonalen unter kleinen Lasten dimensioniert worden sind. Die Brücke ist gut dimensioniert.

Wären die günstigen Verhältnisse (hinsichtlich Gelenklage $\xi = 0,283$ und Trägerhöhe $H = 0,189 L$) für diese Brücke angewandt worden, so könnte man eine Materialersparnis von etwa 20% erreichen.

Es wäre nämlich $\alpha_{gr.} = 1,00$ $\sigma_{zul.} = 1,60$

$$L_{gr.} = 2038 \text{ m} = 6686 \text{ ft} \quad \varphi_f^* = 2,15 \quad \varphi_g^* = 2,18$$

und $g_H^{14)} = \frac{1500}{6686 - 1500} (2,816 \cdot 2,15 + 1,252 \cdot 2,18) = 2,54 \text{ t/ft}$

Die Materialersparnis wäre somit $\frac{3,13 - 2,54}{3,13} 100 = 19\%$

Die unwirtschaftlichen Punkte.

1. Das Spannweitenverhältnis weicht vom günstigsten ab.
2. Kleinere Höhe.
3. Lange Druckstäbe unter kleinen Lasten (großer Schlankheitsgrad der längsten Druckstäbe).

¹⁴⁾ Siehe die Zusammenfassung Seite 61.

V. Schlußfolgerung

Ein Vergleich zwischen dem Gerberträger und dem durchlaufenden Balken fällt bei den weitgespannten Brücken eindeutig zu Gunsten des Gerberträgers aus. Bei ihm werden die Stabkräfte weder durch allfällige Auflagersenkungen noch durch Wärme-Unterschiede beeinflußt. Die Wirkungsweise des Gerberträgers während der Montage entspricht, im Gegensatz zum durchlaufenden Träger, derjenigen des fertig montierten Tragwerkes. Durch die Wahl der Gelenklage können wir zudem die wirtschaftlichsten Faktoren exakt erfassen, wie dies unsere Untersuchungen zeigen.

Aus den vorstehenden Untersuchungen resultiert als wirtschaftlichstes Verhältnis des Einhängträgers zur Mittelöffnung $\xi = \frac{l}{L} = 0,283$. Was die Seitenöffnung betrifft, so werden für die Wirtschaftlichkeit die totalen Kosten des Bauwerkes inklusive Pfeilerfundamente maßgebend. Wenn die Pfeilerkosten bei verschiedenen Lagen im Flußprofil gleich bleiben, ist das günstigste Spannweitenverhältnis von Seitenöffnung zu Mittelöffnung $\psi = \frac{l_s}{L} = 0,48$.

Wenn wir einen Viertel der Grenzspannweite $L_{gr.tot.}$ als praktische Anwendungsgrenze annehmen, kommen wir auf eine Mittelöffnung von ca. 500 m und eine Seitenöffnung von 240 m. Diese Anwendungsgrenze wurde bei den "Firth-of-Forth"- und "Howrah"-Brücken eingehalten, bei der "Quebec"-Brücke (549 m Mittelöffnung) dagegen überschritten.

Für die wirtschaftlichsten Verhältnisse der Mittelöffnung hinsichtlich Gelenklage $\xi = 0,283$ und Trägerhöhe $H = 0,189 L$ haben die Faktoren in der Eigengewichtsgleichung (II) die folgenden Werte:

$$\alpha = 2,754 \quad l_{kgr.} = 710 \text{ m} \quad \varphi_f = 1,067 \quad \varphi_p = 1,08$$

wenn wir Konstruktionen aus normalem und hochwertigem Stahl mit mittleren $\sigma_{zul.} = 1,53 \text{ t/cm}^2$ voraussetzen.

Literaturverzeichnis

1. *F. Stüßi*, III. Kongreß I.V.B.H., Liège 1948.
2. *F. Stüßi*, Baustatik I.
3. *F. Stüßi*, Vorlesungen „Brücken in Stahl“, ETH 1948 und 1949.
4. *P. Lorin*, Abh. I.V.B.H., neunter Band, S. 299, 1949.
5. *Baker*, Long span Railway bridges, New York, 1873.
6. *Max am Ende*, Weights and Limiting dimensions of Girder bridges, 1881.
7. *Waddell*, Bridge Engineering, New York, 1916.
8. *Waddell*, Economics of Bridge work, New York, 1921.
9. *Angst*, Parallel- und Halbparallelträger, Diss. ETH, 1915.
10. *Merriman* and *Jakoby*, Roofs and Bridges, Part IV, New York, 1865.
11. *Steinmann*, Suspension Bridges and Cantilivers, 1911.
12. The Forth bridge. „The Engineering“, Special No. Feb. 1890.
13. The Quebec bridge. Report of the St. Lawrence Co. Ltd., 1918.
14. The Howrah bridge. Journal of the Inst. of civil Eng., 1947.
15. *Bateson* and *Ward*, The new Howrah bridge, I.V.B.H., Band IX, 1949

Lebenslauf

Ich wurde am 8. Oktober 1918 als Sohn des Gad el Karim Habashi in Girga (Oberägypten) geboren.

In Assiut (Oberägypten) besuchte ich die Primarschule und anschließend die Sekundarschule in Kairo, welche ich im Sommer 1935 mit dem Maturitätszeugnis verließ. Im Oktober des gleichen Jahres begann ich mit meinem Studium an der ägyptischen Universität in Kairo, wo ich nach bestandenem Examen im Mai 1940 das Diplom als Bauingenieur (B. Sc. in civil Engineering) erwarb. Hierauf begann ich mit der praktischen Tätigkeit und arbeitete während $2\frac{1}{2}$ Jahren bei der Zementfabrik Tourah, Kairo, und während $5\frac{1}{2}$ Jahren als Bauingenieur beim Ministerium für öffentliche Arbeiten.

Im Oktober 1948 bin ich in die Schweiz gekommen um meine Kenntnisse zu erweitern. Seitdem bin ich als Fachhörer an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich eingeschrieben. Gestützt auf die reglementarischen Bestimmungen über die Bedingungen zu einer Promotionsarbeit bestand ich die Zulassungsprüfung zur Doktorpromotion im November 1950.

Im Januar 1951 begann ich mit der vorliegenden Arbeit unter der Leitung von Herrn Prof. Dr. F. Stüßi.

Zürich, den 22. Juni 1953: