

輓 近 の 橋 梁 〔一〕

三 浦 七 郎

1 大 徑 間 の 橋 梁

1 緒 論

近年 Stahl 48 や Silicon steel の如き特殊鋼の發達につれ、此等を橋梁に利用する事に由つて益々大徑間の橋梁の出現を見るに至つた。然れども徑間を増大すると共に、エレクション及び其の計算に於ても短徑間の場合にはさしたる問題とならなかつた事柄までも問題になるので此等に就ては充分に考究しなければならぬ。

又大徑間の橋梁に於て、經濟的で且つ充分に安全である様に爲めには理論上からも將又エレクションの便宜の上からも研究しなければならぬ。部材の斷面は無暗に大きくする事は出来ないので橋梁架設に際し、先分取扱へる故の大き

でなければならぬ。故に計算上からのみ断面を求めても無意味であつて寧ろ架設の便宜の方面より断面が決るのである。

鉸拱 (Solid rib arch) で肋 (Rib) の高い場合には肋の彎折に對する危險、又拱の横方向への彎折の危險をも考へなければならぬ。又連續桁やゲルバー桁 (Girder Girder) にあつては足場なしに架設する様に工夫し、又トラスの場合には其の形を適當に決め或る一部分が不自然に大きくなつたりする事の無い様にしなければならぬ。

二鉸拱を架設して行く場合、自重に對して頂點に鉸を臨時的に設け、荷重を全載する前に之を取外す。斯の如き頂點を適當に設ける事は重要な事柄である。

主構のストレスを計算するためには主構自重の分布を正確に知る事が必要である。(最初第一次的計算にては等布荷重と見做すのが普通である) 同時に構造係數 (Construction coefficient) が大事の役目をなすのであるが構造係數とは實際の部材の重量と理論上の重量との比を言ふのである。

又アーチに於ては水平推力の計算に部材の斷面比を正確に選ぶ事が必要である。

此等の問題の外に材料には如何なるものを用ふるかと云ふ事が大切である。特殊鋼を用ふる利益は約 20% 乃至 30% の鋼重量を節約し得ると云ふ事である。斯くの如くする事に依り各部材の自重を軽減し得るを以てクレーンも小なるものにて済み、エレクションも簡單で、運搬費も安く、ショツプヤブノールドでの工作も容易に且つ時間を節約する事が出来る。此等の事情より此迄は不可能とされてゐた大徑間の橋梁を可能ならしめたのである。然し徑間を大にすれば此迄は無視してゐた事が當然問題になる。夫等の一般の事柄に付て次に敘述したいと思ふ。

2 結構橋の構造係數

前にストレンの計算には構造係数の大切なる事を述べたが St-37 の材料を用ひて架設せる橋梁に付て集めた種々のデーターは St-48 やシリコン鋼を用ひて橋梁を製作する場合には適用されない。故に後者の材料に對しては新しい智識が必要になる。

構造係数は各結構の種類や形に由て變るのであるが同じ形の結構に就ては其の變化は割合に小で經驗上より大體の法則がわかるのである。

第 1 圖

Stress in members & Sectional area (sq. in.) Construction coefficient.



第 1 圖は徑間 165 米高 2) 米副材を有する平行弦結構橋で材料にはシリコン鋼を用ひたる複線鐵道橋であるが此の構造係數 μ は次の様な値である。

上弦、徑間中央に於て	1.312
下弦、"	1.407
斜材、徑間中央に於て	1.124
垂直材、"	1.66
副斜材、"	1.382
副垂直材、"	1.07
全主構 (リベットを含まず)	1.28

Fig. 1 Construction coefficient of parallel chord truss in Si-steel.

全主構 (リベットを含む) 1.31

此際リベットにもシリコン鋼を用いた。

若し前記の如き結構に於て副材を用ひない場合は全主構の構造係数はリベットを含まない時に $\mu=1.298$ となり副材を有する場合に比して大きくなる。其の際には主斜材は其の長、長きに失するを以て中央部に継手を設け弦材は之に反し各格点で繼ぎ其の長を 10.313 米となす。各部材の構造係數 μ は第 1 圖の通りである。斜材は中央に近づぐに従て其の μ が増大して行く事がわかる。

又他の複線鐵道橋と道路橋と併用せる徑間 92m の橋梁に於て(之はガルバー式懸橋の Overhanging truss bridge である) 結構の高を 18 米にし副材を用ひず、材料は St-48 を用ひたる場合には、

上弦材に對して $\mu=1.298$

下弦材に對して $\mu=1.418$

斜材に對して $\mu=1.120$

垂直材に對して $\mu=1.130$

主構に對してリベットを含む場合には $\mu=1.272$ 、リベットを含まざる場合には $\mu=1.242$ なる値を得。此等の値は前記シリコン鋼を用ひたる場合より少し小さいのである。

弦材は各格点に於て 11.5 米スプラインスされ、腹材は中央部に於てスプラインスされる。弦材のウェイツの高は 900 耗でウェイツは二枚になつてゐる。

上述の結果より見れば、一般的と斷言する事は出来ないが、大徑間の橋梁に新しい材料を用ひる場合にはリベットを含めて $\mu=1.27$ 乃至 1.31 と計算する事が出来る。ウエツズにスプラインを缺く場合には μ は少し小さくなつて $\mu=1.26$ 乃至 1.28 となる。

此等の値より各部材の斷面積が判つてゐる場合には主辭の重量を決定する事が出来る、又シリコン鋼を用ふる場合にはストレスより實際の重量を出すには係數 α より次の式に由て求める事が出来る。

$$H = \alpha_0 \gamma \frac{\sum S_j s + \beta \sum S_{0j} s}{\sigma - \frac{\alpha_0 \gamma}{F} \sum S_j s}$$

但し

S_j は 床構に因る應力

S_0 は 設計荷重に因る應力

F は 一方の主辭にかかる床構、對風絞構、歩道の重量

s は 部材の長

β は 衝擊係數

γ は 7.85

σ は 許容強度

H は 一方主辭の自重

終 終

許容強度 $\sigma = 1.700 \text{ kg/cm}^2$ と採れば

$$\alpha_0 = 1.63$$

$\sigma = 2.100 \text{ kg/cm}^2$ と採れば

$$\alpha_0 = 1.70 \text{ 乃至 } 1.72$$

3 構架 (Bridged Arch) に對する各部材の斷面積比の選定

大徑間のアーチにあつては水平推力の計算に當て各部材の斷面積の比を正確に選ぶ事が必要である。今 F_m を任意の部材の斷面積とし F_0 を比較的基礎とする部材の斷面積とすれば普通最初の計算には F_m/F_0 の比を 1 と採る。斯くする時には水平推力の影響線に相當の誤が生じて來るので (誤差は影響線に包まれた面積の 4%位になるのである) 之が爲め頂點の近くのコープストレスが實際のもと非常に異て來るのである。

例へば徑間 188 米の橋梁に於て (デュツセルブルフに於けるライン橋梁) 頂點に於ける下弦のストレスは正確なる計算に由る時は自重及び設計荷重に由る全ストレスが 400 トンとなるに對し $\frac{F_m}{F_0} = 1$ として求めし水平推力より計算する時は 253.4 トンになるので 154.6 トンの差即ち 36.2% の差が出来る。上弦に於ては正確なる計算に由る時は 1.078 トンとなるに對し $\frac{F_m}{F_0} = 1$ として計算する時は 1.215 トンとなる。即ち差が 137 トン (12.7%) になるのである。之は自重、動荷重を考へたのであるが自重のみを考へる時は差は猶ほ大きくなり他の致材に於ても斯る差が生ずるのである。

斯る大徑間の橋梁にあつては斯くして求めた部材の實際の斷面を基礎として二回目の計算をしなければならぬ。故に最初から斷面積の比が正確に採るれば非常に便利である。之が爲め Prof. Alfred Hawranek は次の如き方法を考案した。

技
術

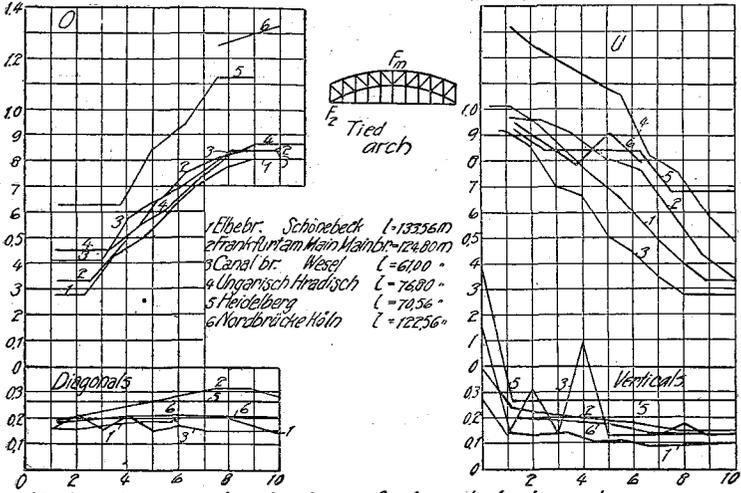


Fig. 2. Cross sectional ratio of braced tied arch.

三
五

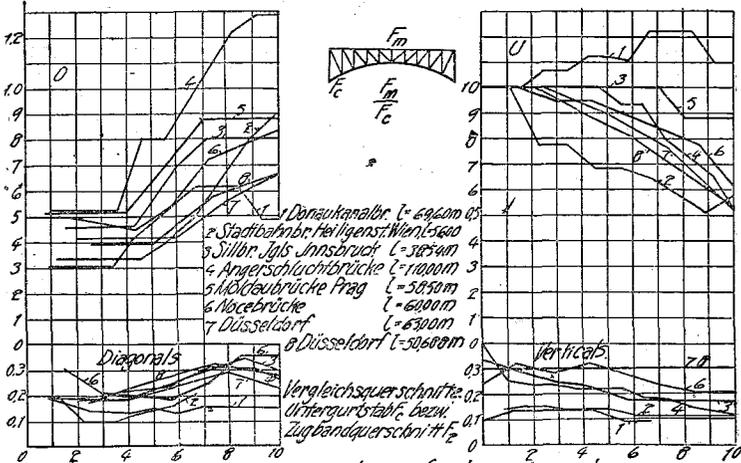


Fig. 3. Cross sectional ratio of braced arch.

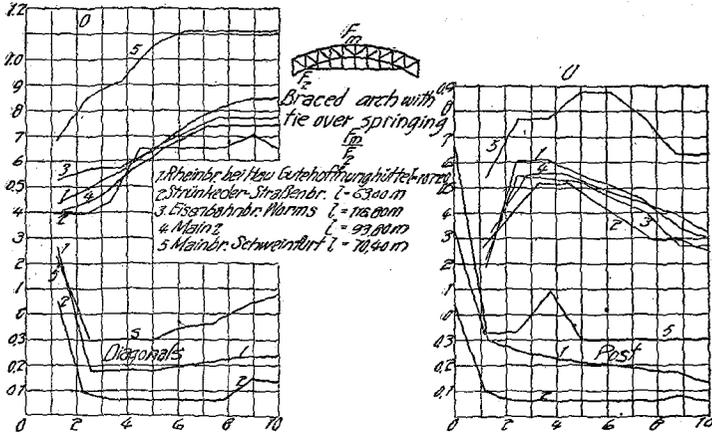


Fig. 4. Cross sectional ratio of braced arch with tie over springing.

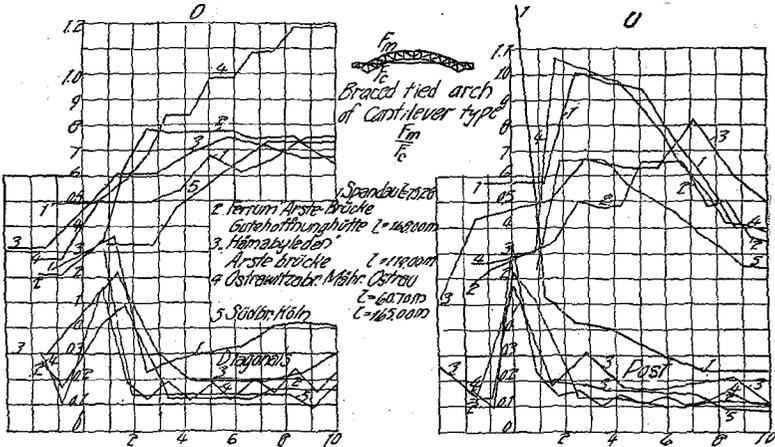


Fig. 5. Cross sectional ratio of braced tied arch of Cantilever type.

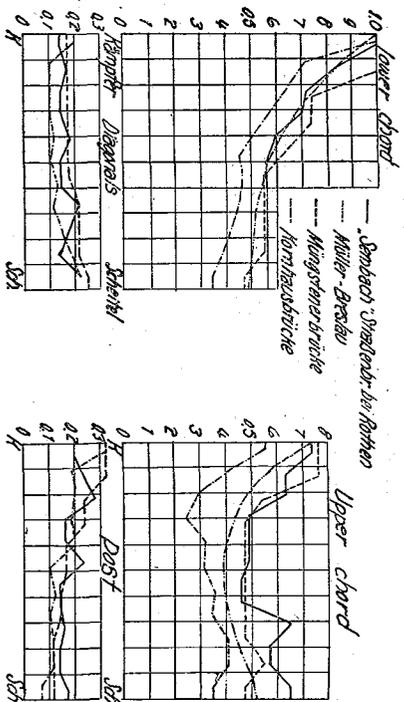


Fig. 6. Cross sectional ratio of braced arch with m hinges.

らるのである。又 m が判れば温度に因る水平推力を正確に決定する事が出来る。何故とならば H_t の式の分母が F_0 で表はさるからである。

扱て上述の説明で $\frac{F_m}{F_0} = m$ を見出せば計算が簡單になる事が判つたが、 m を實際の橋梁の例に就て見るに甚だしく 1 と異なるのである。之を拱の型別にして圖表にかけば第 2 圖より第 6 圖までの様にある。

- 第 2 圖 普通のタイプ・アーチでタイプが起拱部より出てるもの
- 第 3 圖 プレキャスト・アーチである

夫は比較の基礎とする部材の断面積 F_0 を任意にとらないで或る一定の部材を採り之を他の部材に比較して行くのである。例へば繫拱 (Tied Arch) にあつてはタイプを基準にとり、他の拱にあつては起拱部に一番近い下弦を基準とするのである。斯くして此の基準の弦材の断面積が表はさるれば $\frac{F_m}{F_0} = m$ の m がわかれば $F_m = mF_0$ にして F_m は F_0 項にて表はさる) 水平

推力の公式より水平推力を求め夫より各弦材のストレスが直ちに算出され、従て断面積が求め

第4圖 タイド・アーチでタイカ起拱部より上にあるもの

第5圖 突桁式のタイド・アーチである

第6圖 ヒンデレス・アーチである。

他の型のアーチに付ても研究すれば同様の結果が得らるる。

圖表中、横軸に於て0は起拱部の位置を示し10は拱頂部を示す。拱は對稱的であるから半分だけ示れば良いのである。断面比 $\frac{P_m}{P_0}$ は縦軸にて表はしてある。 $\frac{P_m}{P_0}$ の値は上弦、下弦、斜材、垂直材に付て研究されてゐる。之等のカーブから或る種のアーチに對して正確とは云へないが近似的な値 $\frac{P_m}{P_0}$ を求むる事が出来る。故に之の値より新に設計せんとする橋梁に對する断面比を合理的に假定する事が出来るのである。

此等の断面比の圖表は多くの橋梁に就て比較研究されたのであるが混亂を防ぐため其の中の代表的のもののみを採つたので信頼し得る値である。

4 肋拱 (Rib Arch) に於ける肋の經濟的高さ

近來大徑間の橋梁としてリツツ・アーチが屢々用ひらる。其の際リツツの高は稍々一定する事もあれば頂點に近づくと従ひ其の高を増し所謂三日月形にする事もある。

後者は拱矢比 (Rise Ratio) の大なる場合に適するのであつて平つたい拱にあつては寧ろ一定の高の肋を用ふる方よろしく、中央に行くに従つて増すにしても少ししか増さないがよい。

肋拱で一番問題になるのは頂點に於ける肋の高を、どの位に採つた時が一番經濟的であるかと云ふ事である。此は計畫

それた肋拱の内最も徑間の大なるは Köln Mülheim に於けるライオン橋梁の懸賞設計の際に提出されたもので徑間 $l=382m$ 肋の高 $h=6.5m$ $\frac{h}{l} = \frac{1}{59}$ である。Arstachucht の懸賞設計の際に計畫された Voss の設計にては徑間 $l=194.0m$ 肋の高 $h=4.0$ で $\frac{h}{l} = \frac{1}{48.4}$ であつた。其の他にも種々の肋拱があるが大體 $\frac{h}{l} = \frac{1}{35} \sim \frac{1}{65}$ の間にある。Alexandrowak に於ける Dajeprbrucke (ソリコン鋼で造られ徑間 $l=224m$ 拱矢 $29.46m$ Rise ratio $\frac{1}{7.6}$ なる拱) に就て適當なる肋の高を研究した。(第7圖)

第 7 圖

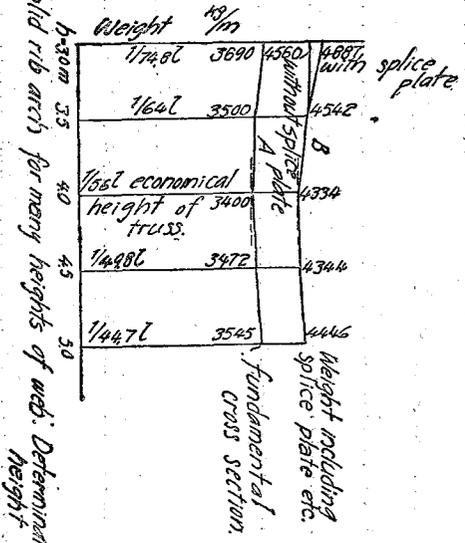


Fig. 7. Economical weight of solid ribs arches for many heights of webs. Determination of economical height of truss.

として種々の肋高に對して (8.0m, 8.5m, 4.0m, 4.5m, 5.0m, の5種の肋高に對し) 必要な断面を計算して求めた拱断面の

拱の断面は複壁で拱の總ての断面を通じて殆んど同じ高を有してゐる。

今頂點に於ける軸壓力とモーメントをとつて考ふれば軸壓力は $N=8.52$ 2t にして此の軸壓力に匹敵するモーメントは $M=+5240mm$ である。故に許容強度 $\sigma=2.100 \text{ Kg/cm}^2$

1m 當りの重量を求むれば第7圖の如し。此の表より見る時は拱の肋高と徑間との比 $\frac{h}{l} = \frac{1}{56}$ の時に最小の重量を與へる事が判る。斯る値は肋鉄の添接鉄、蓋鉄及隔鉄等を考へた場合にも變らないので此等の場合の重量は B で示してあるを 4.0 米より増す時は重量は幾分増す。

又大徑間のアーチを特殊鋼にてつくる場合假定を前と同様にすれば大體 $h = \frac{1}{56} l$ が最も經濟的である。アーチの拱矢は此の結果に對して大なる影響はない。

5 主樑自重の分布

大なる徑間の橋梁を設計する場合、主樑の自重を適當に選ぶことはむづかしい事柄である。何故とならば小なる徑間に對しては自重を算出する公式もあるが大なる徑間にして新しい材料を使用する橋梁に對しては充分なる一致點もなければ公式もないからである。又大徑間の橋梁には應力を計算する際に格點にかゝる自重を正しく知る事が必要になる。普通小徑間の橋梁に於ては自重を全徑間に對して等布すると考へるが之は小徑間の場合にも既に誤りなのである。唯斯かる等布荷重を基礎として計算しても小徑間の橋梁に於ては大した誤差が入らないと云ふのみである。

大徑間の橋梁に於ては自ら異つて来る。若し自重を正しくとつて之を格點に分布する時は各格點に等布してゐると考へるより材料の節約が出来るのである。又正しい自重の分布を考へる事はエレクション・ストレスを求める時には是非必要になる。斯る事を無視すると飛んだ目に會ふので Quebee Bridge の墜落した原因は實に此處に存したのである。

大なる橋梁を計算する普通の方法は最初に主樑の自重を假定しなければならぬので夫には此迄の經驗とか之の場合に適合する公式とかに由るのである。斯くして主樑各部分のストレスが計算され部分のダイアメクションが決められたら次に

今求められしダイナミックより自重を算出し其の自重を基礎として各部材のストレスを求めたのである。計算は最初自重を假定する際に夫が正しければ正しい程、正確に且つ簡單になるのである。最初の假定が間違つた場合、計算の誤差は動荷重と自重との比が大か小かに由り大又は小になり誤差は大なる徑間になるに従つて大きくなる。次に此等に関するデータを掲ぐれば次の如し。

(A) ガルバー構橋

第9圖の如き 247.5m+830m+247.5m の3徑間を有するガルバー式構橋 (クライソ・ペルト橋) に就て上弦中最もストレスの大なる弦を選び、其の弦の主構自重のみに由るストレスと全ストレスとを比較すれば懸垂帯にあつては前者は後者の 30.9%、突桁帯にあつては前者は後者の 30.6% となる。

又橋梁自重のみに由るストレスと全ストレス (自重+設計荷重) とを比較すれば前者は後者の 51.2% になる。此等の値は他の部材に於ても殆んど變らぬ。今道路橋と複線鐵道橋と併用せる橋梁に就て各種荷重に由るストレスを分析すれば次の様になる。

Data:

(車道+歩道) の幅=16.4m

(a) 懸垂構 ($l=165m$) にあつては

(1) 死荷重

テロワー

-751t

20.6%

総 重

(1) 主 死荷重

主 荷重	-1121t	30.9%
全死荷重	1872t	51.5%

(2) 活 荷 重

車輛荷重(衝擊を含む)

(車道+歩道) 荷重	-	70.1t	46.5%
(死荷重+活荷重)	-	362.1t	2.0%
			100%

(b) 突 桁 構 (l=24.5m) にあつては

(1) 死 荷 重

フ ロー ー	+1284.6t	22.2%
主 構	+1769t	30.6%
全死荷重	+3053.6t	

(2) 活 荷 重

車輛荷重(衝擊を含む)

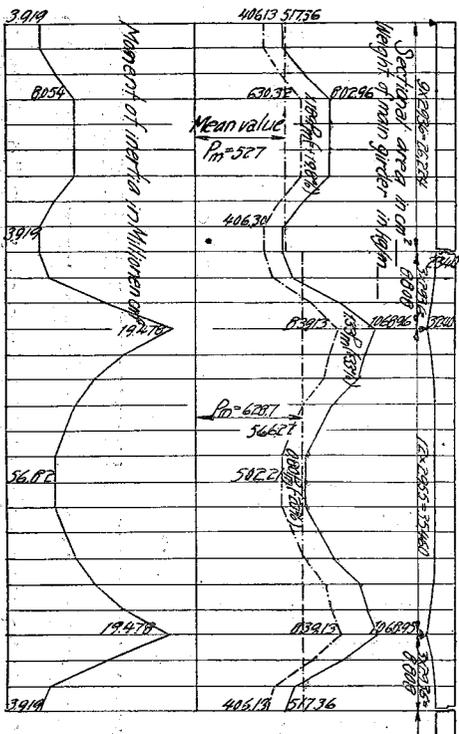
(車道+歩道) 荷重	+262.7t	45.4%
(死荷重+活荷重)	+113.9t	1.8%
	+5787.5t	100.0%

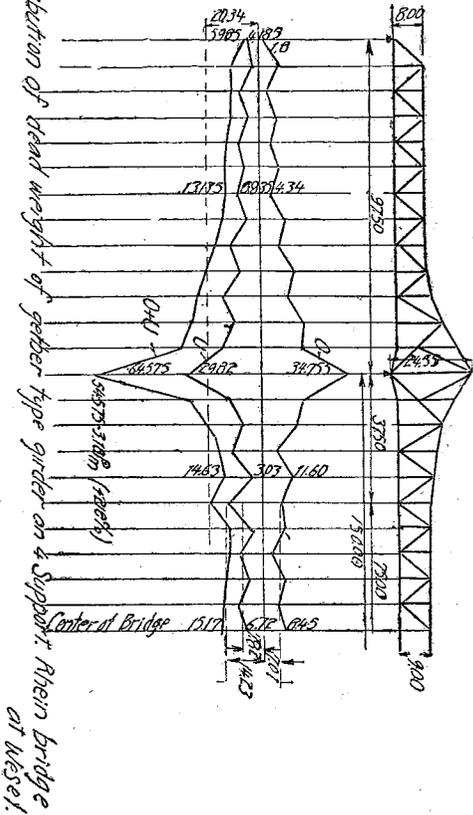
又アルバー構橋に對する自重と設計荷重との比は次の如し。

Project Beltbrücke (3 öfninggen)	1,05
Monongahela Brücke, Pittsburgh	1,00
Rheinbrücke, Ruhrort	1,25
Mississippibrücke, Memphis	1,75

Beaverbridge, Ohio	1,81
Quebecbridge	2,81
Sewickleybridge, Ohio	2,00
Queensboroughbridge, New York	3,20
Fifth of Fourth-Bridge	4,70

第 8 圖





△の荷重に由り多少調整はされるのである。

次に大径間の橋梁の場合に付て考へて見る。今多くの例を取つて夫等の實際の自重を採り、上弦、下弦の格點に掛かる荷重を求む。之より上弦格點荷重、下弦格點荷重、全格點荷重を求め圖にプロットす (第 9 圖より第 12 圖まで)

其中

第 9 圖は Belt 橋の計畫

第 10 圖は ヴェーゼルに於けるライオン橋梁

} 3 徑間

第 11 圖は Belt 橋の計畫 (直線上弦) 5 徑間
 第 12 圖は Belt 橋の計畫 (曲線上弦) 5 徑間

を示すのである。

第 11 圖

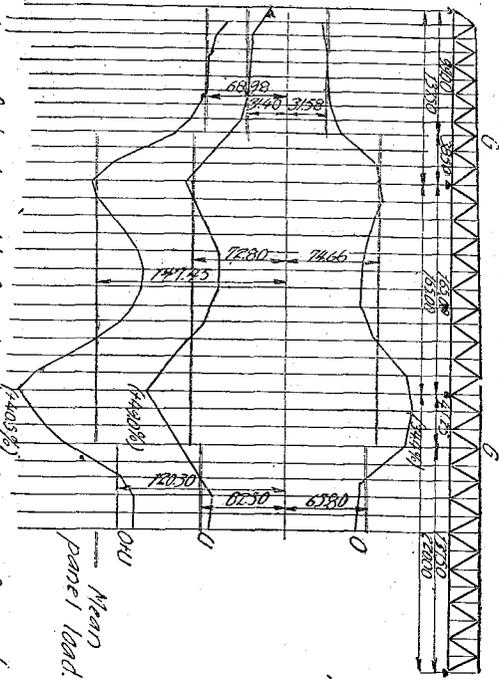


Fig. 11. Distribution of dead weight of girder type girder on 5 Support. Executive design of bridge over Meinen Belt.

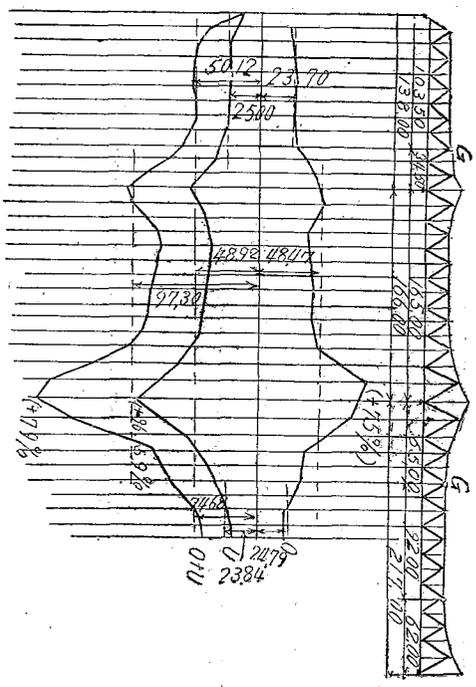


Fig. 12 Distribution of dead weight of girder type ~~ball~~ girder on 6 Support.
 Preliminary projection of Ball bridge.

ゲルバー構造のヒンジの位置は唯計算上のみからは決められない。

Prof. Dr. Bayer は 3 徑間のゲルバー構造に付て經濟的のヒンジの位置に就き研究し次の結果を得た。即ち

技 術

図 4

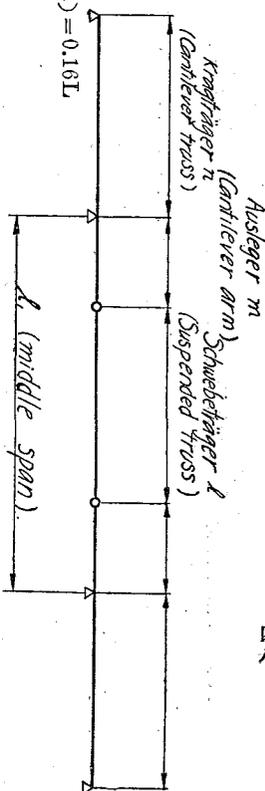
Kragträger の径間 $n = 0.3L$

又は $n = 5(H - h_0)$

Ausleger の長 $m = 0.12L$

Schwelbeträger の長 $l = L - 2(m + n) = 0.16L$

中央径間 $l_1 = 0.4L$



但し

H は 橋脚上の構の高さ

h_0 は 橋端に於ける構の高さ或ひは Schwelbeträger の高さ

L は 全橋長

第1表に實際のゲルバー式桁橋の L, n, m, l, l_1 の値及び此等の全橋長に對する比を掲げたり。

Table I Dimension of Gerber bridge

	L	Cantilever trussn
1. Rheinbridege, W esel	345.0m	97.5m = 0.281L
2. Hoanghobridge	420.9m	123.1m = 0.304L
3. Beltbride	825.0m	247.5m = 0.300L
4. Sewickleybridege	411.474m	91.438m = 0.222L

5. Beaverbridge	423.44m	97.53m	=0.227L
6. Quebecbridge	863.2m	157.1m	=0.182L
7. Donaubridge, Novisad	303.54m	86.73m	=0.286L

	Canthleverarm m	Suspended truss l	Middle span l ₁
1.	37.5m =0.1085L	75.0m =0.218L	150.0m =0.435L
2.	27.45m =0.0856L	109.8m =0.261L	164.7m =0.391L
3.	82.5m =0.160L	165.0m =0.200L	330.0m =0.400L
4.	60.956m =0.148L	106.68m =0.250L	228.598m =0.556L
5.	73.76m =0.172L	86.86m =0.202L	234.38m =0.547L
6.	176.9m =0.205L	195.2m =0.226L	549.0m =0.631L
7.	26.016m =0.0858L	78.05m =0.258L	130.08m =0.428L

此の表より見る時はヨーロッパの橋梁は吊構及び突静の長はよく Bayer の與へた數値に一致してゐるのである。然しアメリカの例に就て見るに Bayer の數値より側徑間が短く突肢長 n がすつと長く吊構の長は短いのである。

D. B. Steinman はダブル構に就て研究し全重量を輕くするためには突静と吊構との單位重量が等しくならなければならぬと云ふ條件より、

中央徑間 $l_1=0.555L$

突 庇 $m=0.111L$

側 徑 間 $n=0.222L$

吊 構 $l=0.333L$

なる値を見出した。

又 Marburg は全力率面積を最小にする条件より

中央徑間 $l_1=0.575L$

突 庇 $m=0.092L$

側 徑 間 $n=0.213L$

吊 構 $l=0.391L$

なる値を與へてゐる此等の値を表にすれば第2表の如し。

Table II Span ratio of girder bridge

	by Beyer	by Steinman	by Marburg
Span length of cantilever truss n	0.3 L	0.222L	0.213L
Cantilever arm m	0.12L	0.111L	0.092L

Span length of suspended truss l	0.16L	0.333L	0.391L
Middle span l_1	0.40L	0.555L	0.575L

$$L = \text{Bridge length}$$

今單位重量をとつて考へて見る。ヨーロッパの橋梁は何も吊構の方が突構よりも單位重量が小さい。故にアメリカ式に側徑間を小にすればスタインマンに由る鋼重量最小の條件に近づける事が出来るのである。其の際には側徑間にアンカーを附さなければならぬが（スタインマンの計算にはアンカーの重量を考へてゐる）吾人はアンカーのない方が良いと考へてゐる。

然らば小なる側徑間の方が如何なる利益を興ふるかを考へて見るに側徑間が小になると容易に且つ迅速に側徑間を組み立てて行く事が出来る。即ち側徑間を架する所は多く水深淺くして（普通足場で架設して行くが）足場の構造が簡單に済むからであつて、斯くして中央徑間（其處では水深深くしてしかも舟運を妨げてはならぬ）を足場なしに早く組み立て得るからである。然し側徑間を短くすると云ても一定の限度があるので中央徑間を足場なくして組立てて行く際、途中に支へを置かななくては組み立てゝ行かれない様では困るのである。（Firth of Forth Bridge の様な特殊のデザインマンソンを持たものは別である）。又アメリカの橋梁でも主構の各部分の單位重量は不等で吊構の方が小さい。即ち吊構の徑間上に掲げた二つの有名な橋梁に就て見るに $0.333L \sim 0.891L$ でなくして $0.272L \sim 0.252L$ になつてゐるからである。突構に對しては自重は容易に決定する事が出来る。ヨーロッパの橋梁の平均をとつて考へて見れば實際の自重の分布は等布する

と云ふ假定に殆んど合致するのである。突脚にあつては橋脚の上でトラスの高が非常に高くなるから自重も橋脚に近づくに従つて大になる。ゲエーゼルに於けるライオン橋梁にては橋脚上の自重は平均自重の218%、ペルト橋梁にあつては88%になるのである。然して、徑間の橋梁に對する自重の曲線より判る様に平行弦を用ひ構の高を非常に高くすれば橋脚上の自重の増しは少くなる。

第 13 圖

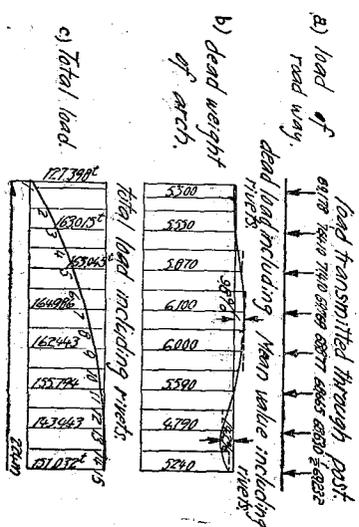


Fig. 13. Distribution of dead weight of solid rib arches with even span length.

(B) 拱

二銃肋拱に於ても徑間が大になれば自重の分布を適當にとる事に由つて材料を節約する事が出来る。即ちアーチの自重は四分の一點に於て自重の平均値より10%大であつて銃點の近くに於ては14%小さい。故に水平推力が小になり之により設計すれば應力が小になつて斷面が小さく済むのである。

垂直反力が小になるや否やは自重の分布の曲線に關係するのである。徑間22.4米拱矢29.6米 (Rise ratio $\frac{f}{l} = \frac{1}{7.6}$) のアーチにあつてはフロウ・ウィステムを支へるボストの量がアーチの中央にて9%小になる。斯くてボストが中央に近づくに従つて小になる事より、正確に計算すれば矢張りアーチの材料の節約になるのである。

6. 二銃拱と三銃拱との經濟的關係

銃 の 位置

徑 間 $l = 248m$
 拱 矢 $f = 28.7m$
 $\frac{f}{l} = 10.5$

第 14 圖

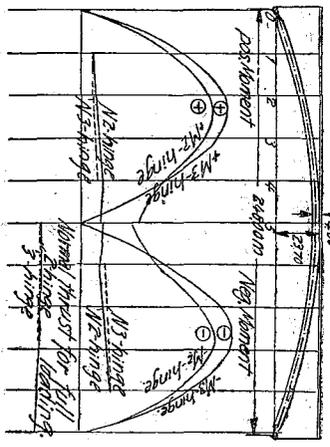


Fig. 14. Comparison of max. moment and normal thrust of two and three hinged arch.

をコンパインすれば二鉸拱の方が経済的である。

頂點に鉸を設けるのは橋臺の沈下を懼れるからであり、又組立中に自重に對して三鉸拱の如く動かさんがためである。

拱を組立て、行く場合鉸の位置に關して種々のプラクティスがある、即ち頂點の鉸は斷面の中央にするか(Bellow-Falls

なるデザインションを有する拱橋に就て研究す。然らば(+)又は(-)の最大

モーメントは二鉸拱より三鉸拱の方が大になる。尤も三鉸拱にあつては最大モーメントは鉸の近くに於ては0になるも、斷面を決定する際モーメントが0になつたからと云つて斷面を0にする事は出来ないので、斯かる場合處にも同じ斷面を用ひなければならぬからモーメントが0になる事は影響ないのである。

又軸壓力は (Normal force) (+)モーメントの際には二鉸拱の方が幾分大に、(-)モーメントの際には幾分小になる。滿載荷重の場合には軸壓力は殆んど一致するのである (第 14 圖参照)

溫度の影響を考ふる場合には三鉸拱の方が二鉸拱より有利であるが結局此等

橋)中央より少し上に置くか (Voss の Arstabucht 懸賞設計に於ける計畫)、上縁から $\frac{1}{5}h$ の場所に置く (ケルソンのライツ橋設計)、又理論上の拱軸線の下に置く事もある。此等鉸の位置に關して種々の方法があるのは夫れ自身理由のある事であつて、組立てに際し鉸拱が二鉸拱の如く等しい水平推力を生ずる事を望む時には鉸を中央の上に設くる。又二鉸拱に於て壓力線が頂點に於て殆んど断面の中央を通る際には (リツツの上下に同じカバートレートを有する對稱的なアーチによくある) 頂點の鉸を断面の中央の下に置くがよい。其の距離は活荷重及溫度變化が自重に對する比に關係するのである。

7. 橋型選擇

大なる徑間の橋梁を設計するに際して最初に問題となるのはエレクシオンであつて水深の大なる箇所又は深い谷を渉る場合には殊更である。然し一般に連續桁が可いか又は拱が適當であるかは直ちに識別出来るのである。

(A) 若し連續桁が可いとするとその形を決める要素はエレクシオンにある、若し足場を用ひずして徑間の端から中央に架橋して行く場合にはエレクシオン・ストレスが非常に大きくなつて結局部材を強くするか橋脚上に於ける構又は桁の高さを非常に大きくせざるを得ない。故にアメリカのフランク・テイヌとしては端徑間の梁に短い場合には其の構の高を非常に大きくする。又鋼重量を最小にするためには突桁と吊桁との平均鋼重量を等しくせんがためには上弦の曲線は強くカーブするのである。(第10圖ヴェーゼルに於けるライオン橋梁を見ればピラーの上で上弦が強くカーブしてゐる事がわかる)。

(B) 非常に大なる橋梁にあつては最初自重に對してはガルバー型としてエレクシオンを行ひ後にピンズを除去して交通を開始せしめる様にする。斯くして材料を節約することが出来る。其の外大なる徑間の橋梁にあつては自重が非常に大きくなるので此の自重のために豫め橋脚の沈下を起させた後ピンズを除去する。斯くする時は橋脚の沈下に由る構への影響

を無くする事が出来甚だ有利である。然かも活荷重に對しては連續樑の利益を受けしめ得るのである。

(D) 拱

大徑間の拱を足場なしに架設して行く事は他の大徑間の橋梁と全然同様である。唯徑間が大なるに從て架設して行く部材の重量を取扱ひ易い重量に限る事である。此が爲に特殊鋼を用ふるとか構夫れ自身の構造に工夫をこらすべきである。

補剛拱の場合には (ステイフメンツ、ガーダーかアーチの上にあつても同様であるが) 拱だけの重量は輕くする事が出来る。例へば Alexandrowsk の Dnjeprbrücke は此の様式にしたのであるがステイフメンツ・ガーダーに對しては全モーメントの 25% が割り當てられ拱のみにては 75% のモーメントに推ゆれば良い事になる。斯くして拱自身の重量は輕くなり拱を足場なしに組立てゝ行くのに便利となる。斯くする時は拱は直ちに組立てられ之を足場として他の部分例へばボスト・ステイフメンツ、ガーダー・フロウ等を組立てて行く事が出来る。

ステイフメンツ、ガーダーが拱の下にある時には次の二様にして組立てて行く事が出来る。即ちアーチをアンカーしながら組立てて後ステイフメンツ、ガーダー・フロウを組立てて行く方法と、最初にステイフメンツ、ガーダーを組立て (勿論之には足場が必要であるが) 之を足場として拱を組立てて行く方法とである。深い谷を越して三徑間のアーチを架ける場合、橋梁の重量を最小にするためには側徑間を中央徑間の二分の一より小にしなければならぬ (全橋長の 0.18 又は 0.2) 徑間の比が快調的に見えるのは徑間比を 1 : 2 : 1 にするのであるが斯くする時には工費が嵩むのである。

又時として径間の比を故意に 1 : 2 : 1 する事がある。夫れは中央徑間を足場なしに組立てて行く場合には組立中のアーチのカウンター、ウエイトが必要になるので其のカウンター・ウエイトとして側徑間が利用される。(未完)