第十六章　拱　　橋 (Arch bridge)

第一節　總　　論

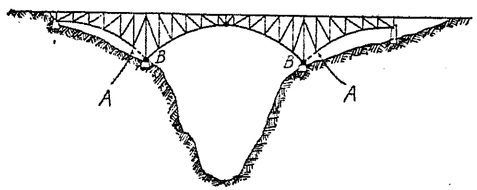
拱橋は單構橋に比し美觀を呈するの理由に依り廣く架設せらるゝに至つた。簡單、經濟及剛性の諸點に於ては單構橋は拱橋に優るも、岩石より成る深峽或は河底が岩盤より成り自然の橋臺を有する樣な個所は最も拱橋に適し而も經濟的である。推力を採るために繫材 (Tie) を必要とする場合には拱橋の經濟と云ふ點は全く失はれる。拱は美觀を主とする市街地及其の附近に最も廣く架せらるゝが、剛性に缺るのと應力の計算が煩瑣で而も不確實なる點を有するのは其の缺點である。

橋梁の基礎を杭其の他多少沈下の虞ある地盤上に造らねばならぬ場合、若くは橋臺が少しでも側方に移動する可能性ある場合には拱橋を選んではいけない。蓋し橋脚又は橋臺に少しでも沈下若くは移動があれば應力算定の際假定した條件に狂ひを生ずるので、最初の應力に不定の量を加算するの必要が生ずるからである。

三鉸拱に對しては以上の論法は適用されない、此の場合支點の沈下は何等の損傷を與へざるも、支點上に於ける水平變位は拱頂を低下せしむる原因となり、若し之を其の儘に放任せば鋼材に過度應力を生じ遂に破壞に至らしむるを以て、三鉸拱の場合と雖橋臺及橋脚に對しては鞏固なる基礎を必要とする。

拱橋の架設を足場上で突桁式に依り、或は左右半徑間の拱を鉛直に組み立てゝケーブルで吊り下げながら中心で合はせる方法に依るのは、何れも最も簡單で廉價な方法である。

第 445 圖は頗る容易に架設される拱橋の例であるが、AB は臨時に架設中だけ用ひらるゝ部材で、木材で造つて中央徑間の拱が繫がつた後直ちに撤去するか、或は鋼で造つて單に美觀のため冗材として存置する。圖に依つて分る通り架設中は突桁橋で夫が終つたら一つの拱と二つの單構とになり、此式は拱の前後に構脚



第　445　圖

(Trestle) の取付を有するものより幾分餘計の鋼材を要し且つ剛度も尠いが、節約出來る架設の費用は此の不利を補ふて尚餘りがある。

拱橋は突桁式架設の可能なる點が之を選む有力なる理由となつてゐる。蓋し山間部等に於て數多の深峽が介在するとき足場を用ふれば巨額の失費をもたらすからである。

鉸 (Hinge) の數に依つて分類すれば次の如し、

（1）　無鉸拱 (Arch without hinges)

（2）　單鉸拱 (Arch with one hinge)

（3）　二鉸拱 (Arch with two hinges)

（4）　三鉸拱 (Arch with three hinges)

三鉸拱には溫度應力及不靜定應力がない。無鉸拱は有鉸拱に比し最も剛性に富んでゐる。

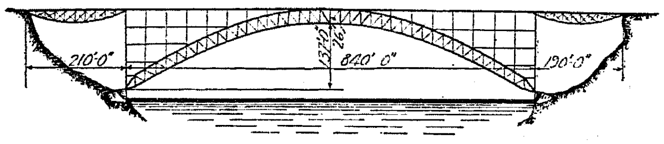
拱の結構 (Framing) に依つて區別すれば次の如し、

（1）　鈑　拱 (Solid-rib arch)

（2）　構肋拱 (Braced-rib arch)

（3）　構腹拱 (Spandrel-braced arch)

（1）は肋が鈑桁より成れるもの、（2）は互に平行或は殆んど平行する二つの曲弦があつて之を腹材で連結せしもの（第 446 圖)、（3）は上路橋にのみ適用せらるゝ形で、主拱肋となる曲下弦と水平上弦とを腹材で連結せしものである



第　446　圖

(第 445 圖)。

各拱式の得失を概論すれば次の如し。

1. **無鉸拱**　總ての拱の內で一番剛度に富むも、應力に頗る曖昧の點があり其の算定に中々努力を要し、基礎の僅少の屈讓も上部構破壞の因となるから、地盤良好の個所に限つて架設する。

2. **單鉸拱**　無鉸拱に比し溫度應力が少いが、剛度に於て幾分劣るから長徑間を除いては餘り架設しない。

3. **二鉸拱**　剛度に富み、前二者に比し應力に曖昧なる點も少く且つ共の算定も幾分容易であり、歐米に於て最も廣く用ひらるゝ式である。

4. **三鉸拱**　前三者より剛度が劣るが、應力に曖昧の點なく共の算定は單構の場合と同樣で簡單であり、最も多く米國で用ひらるゝ式である。

5. **鈑拱**　總ての式に又總ての徑間に適當するも、徑間が長くなれば鋼材が不經濟となるから大體 40 〜 80 m を程度とし、外觀も良いので廣く用ひられる。

6. **構肋拱**　總ての式に適用され、徑間が長くなる程鈑拱より鋼材の節約が大きくなり、美觀を呈する樣に造ることが出來る。

7. **構腹拱**　二及三鉸拱に用ひられ、長徑間の場合には前二者より經濟的なるのみならず、拱の深が大きくなる故剛度が增進し、米國に廣く用ひられた形である。

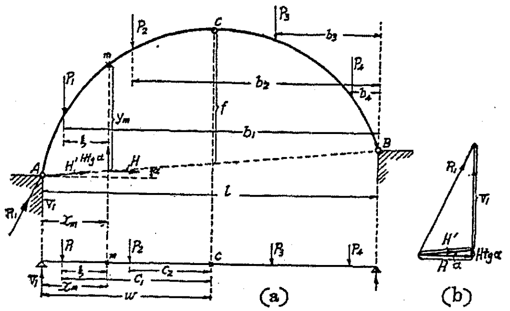
第二節　三　鉸　拱

1. **一般的解法**　反力 R_1 を鉛直分力 V_1 と AB 線の方向の分力 H' とに分解し(第 447 圖 a)、總ての荷重の右支承鉸に對す力率の和を零とせば

$$V_1 = \frac{P_1b_1+P_2b_2+P_3b_3+P_4b_4}{l} \cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

となる。

m 點に於ける彎曲率 M_m を見出すには、H' を其の作用線と m 點より下せる鉛直線との交點に於て鉛直分力 $H\mathrm{tg}\alpha$ と水平分力 H とに分解し、m 點より左



側の部分を考ふれば

$$M_m = V_1 x_m - P_1 \xi - H y_m$$

となるが、$V_1 x_m - P_1 \xi$ は單桁の場合の m 點に對する彎曲率であるから之を M_{om} と置けば次式を得（記號 O は常に單桁の場合を表はす）。

第 447 圖

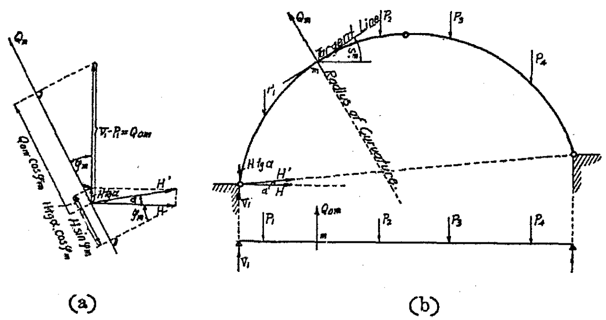
$$M_m = M_{om} - H y_m \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

水平推力 H を見出すには、頂鉸に對する彎曲率を零と置けばよろしい。

$$M_c = M_{oc} - Hf = 0$$

故に $\quad H = \dfrac{M_{oc}}{f} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(3)$

或は圖に於ては $\quad H = \dfrac{V_1 w - P_1 c_1 - P_2 c_2}{f}$ となる。



$H' = H \sec\alpha$

m 點に於ける剪力 Q_m を見出すには、m 點の左側に作用する力を m 點を通る曲線半徑の方向に投射する（第 448 圖）。

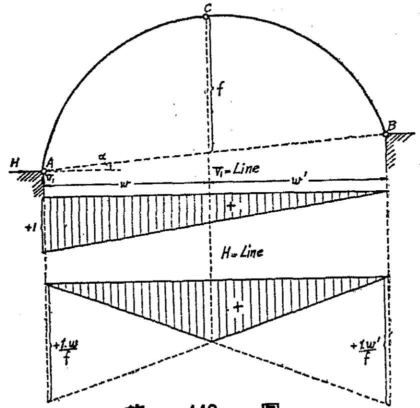
第 448 圖

$$Q_m = Q_{om}\cos\varphi_m - H\sin\varphi_m + H\operatorname{tg}\alpha\cos\varphi_m$$

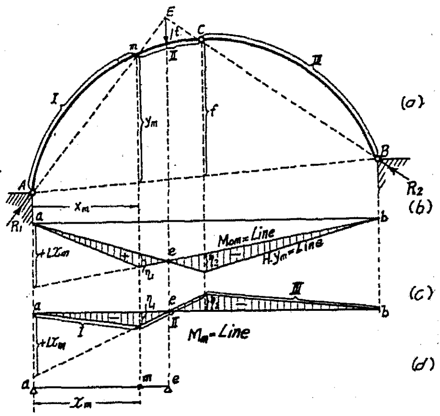
$$= Q_{om}\cos\varphi_m - H(\sin\varphi_m - \operatorname{tg}\alpha\cos\varphi_m) \quad \cdots\cdots(4)$$

端鉸が同一水平線上にあるときは $\alpha = 0$ となるから

$$Q_m = Q_{om}\cos\varphi_m - H\sin\varphi_m \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(5)$$



第 449 圖



第 450 圖

2. 影響線 第 449 圖は V_1 及 H に對する影響線を示し、第 450 圖は M_m に對する影響線で、(b) 圖は M_{om}－Line から y_m を乘じた H－Line を減じて得たるものなるが、彎曲率を零となす點 e を豫め定むることが必要である。夫には $1t$ の荷重を m 點を通過する R_1 の線上に於て拱の左半部にかけるときは、右半部は無載荷なる故 R_2 は必ず BC の方向を採る（第 450 圖 a）。從て R_1 と $1t$ と R_2 の三力が平衡を保つためには一點 E に交らねばならない、其の載荷狀態に於ける左側の彎曲率を M_m とせば、R_1 は m 點を通るから

$$M_m = R_1 \times 0 = 0$$

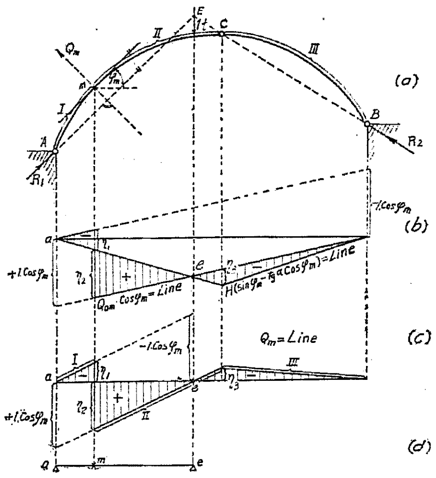
即ち E 點を通る鉛直線上に影響線の零點 e が存在する。e が定まらば M_{om} 及 Hy_m 線を描くことが出來る（第 450 圖 b）。

尙一つの直線上に η_1 及 η_2 を取れば、第 450 圖 c に示すが如き M_m 線を得。

Q_m に對する影響線を描くには、$\cos\varphi_m$ を乘じた Q_{om} 線より $(\sin\varphi_m - \operatorname{tg}\alpha \times \cos\varphi_m)$ を乘じた H 線を引けばよいが、$Q_{om}\cos\varphi_m$ 線を描くには零點 e を見出さねばならない。之がためには $1t$ を拱の左半部に載せて R_1 を m 點を通る曲線半徑に直角となすか、或は m 點に於ける拱軸の切線に平行となる樣にする 第 451 圖 a)。然らば拱の右半部は無載荷なる故、R_2 は BC の方向に在るから

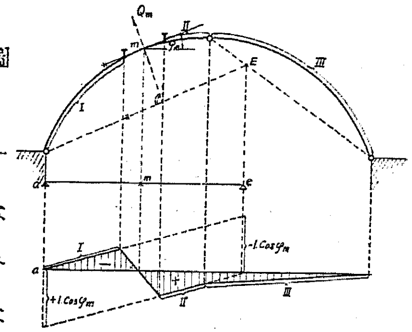
R_1 R_2 及 $1t$ は E 點に於て交る。E 點の左側を考ふれば、R_1 は曲線半徑と直角をなす故半徑の方向に於ける投射は零となる(即ち $Q_m = 0$)。E 點を通る鉛直線と $H\,(\sin\varphi_m - \mathrm{tg}\,\alpha\cos\varphi_m)$ 線との交點は e となる(第451圖)。

縱距 η_1、η_2 及 η_3 を水平線より取つて Q_m 線を描けば第451圖 c の如くなり、a と e の間に於ては $Q_m\cos\varphi_m$ 線は徑間 ae を有する單桁の影響線と一致する(第451圖 d)。



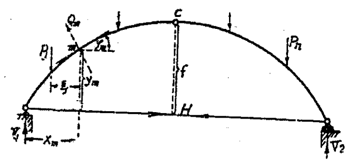
第 451 圖

E 點が頂鉸の右側にあるときは第452圖の如くして求むることを得。

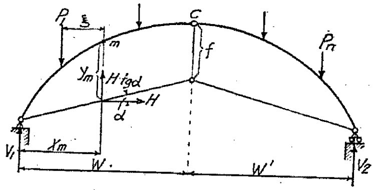


第 452 圖

3. **繋拱** 三鉸拱が繋釬(Tie-rod)を有するときは一端は固定、他端は可動支承となる。從て鉛直荷重に對しては鉛直反力のみ存在し、普通の單桁と全く同一の作用をなし水平推力は繋材で受くることゝなる(第453圖)。



第 453 圖

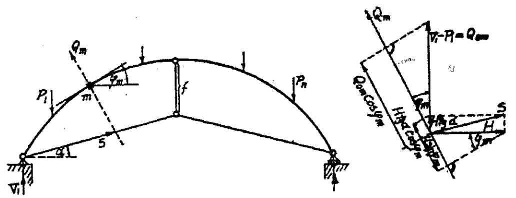


第 454 圖

$$\left.\begin{aligned} M_m &= V_1 x_m - P_1\xi - H y_m = M_{om} - H y_m \\ M_c &= M_{oc} - Hf = 0,\quad H = \frac{M_{oc}}{f} \\ Q_m &= Q_{om}\cos\varphi_m - H\sin\varphi_m \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots(6)$$

第 45 圖に於て

$$\left.\begin{aligned} M_m &= V_1 x_m - P_1\xi - H y_m = M_{om} - H y_m \\ M_{oc} - Hf &= 0,\qquad H = \frac{M_{oc}}{f} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots(7)$$



第 455 圖

第455圖に於て

$$\begin{aligned} Q_m &= Q_{om}\cos\varphi_m + H\,\mathrm{tg}\,\alpha\cos\varphi_m - H\sin\varphi_m \\ &= Q_{om}\cos\varphi_m - H(\sin\varphi_m - \mathrm{tg}\,\alpha\cos\varphi_m) \cdots\cdots\cdots(8) \end{aligned}$$

4. **撓度** 扁平な拋物線形軸を有する對稱拱に於て、其の斷面積及斷面惰性率が一定なるときの撓度は次式より求むることを得。

$$\eta = \frac{l^3}{12EJ}\,\frac{a}{l}\left[\left(\frac{a}{l}\right)^3 - \left(\frac{a}{l}\right)^2 + \frac{3}{40}\right] - \frac{a\left[8 + 3\left(\frac{l}{f}\right)^2\right]}{24EA} \cdots(9)$$

η は撓度

a は端鉸より荷重までの距離

l は支間

f は拱矢

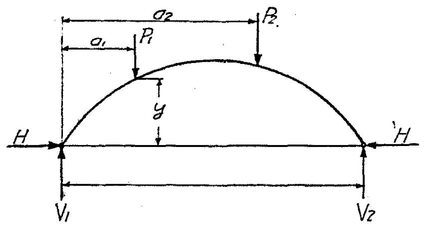
J は一定せる惰性率

A は一定せる斷面積

とす。

第三節 二 鉸 拱

1. 一般公式



第 456 圖

ρ は曲線半徑

φ は任意の點に於ける拱軸の傾斜

φ_k は起拱線に於ける拱軸の傾斜

L は拱軸の長

M は荷重と眞の反力のため生ずる任意のセクションの彎曲率

M_o は單桁の場合の彎曲率

H は水平推力

V_1、V_2 は鉛直反力

A_0は拱頂の斷面又は $A\cos\varphi$ の平均値

ω は伸縮係數

t は溫度の變化

ds は拱軸の微分長

とせば第456圖に於て

$$\left.\begin{aligned} V_1 &= \frac{\Sigma P(l-a)}{l} \\ V_2 &= \frac{\Sigma Pa}{l} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (10)$$

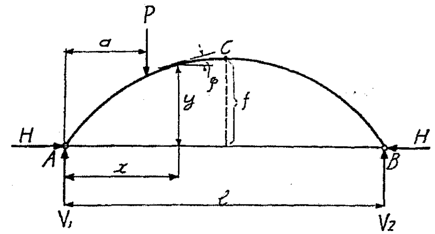
$$H = \frac{\int_0^l \frac{M_o y}{J} ds + E\omega t l}{\int_0^l \frac{y^2}{J} ds + \frac{L\cos\varphi_k}{A_0}} \cdots\cdots (11)$$

溫度の變化に依つてのみ生ずる水平推力は

$$H_t = \frac{E\omega t l}{\int_0^l \frac{y^2}{J} ds + \frac{L\cos\varphi_k}{A_0}} \cdots\cdots (12)$$

2. 拋物線拱 拱軸が拋物線で横斷面の惰性率が拱軸の水平線となす傾斜に比例して增加するときは、H を簡單に算出することが出來る。第457圖に於て J は $\sec\varphi$ と共に變化するものとし、J_0 を拱頂の惰性率とせば

$J = J_0 \sec\varphi$ となる。



第 457 圖

A 點に座標原點を置けば、拱軸の方程式は

$$y = 4f\left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2}\right) \cdots\cdots (13)$$

となり、任意の點に於ては $ds = dx\sec\varphi$ となるから

$$\frac{ds}{J} = \frac{\sec\varphi\, dx}{J_0 \sec\varphi} = \frac{dx}{J_0}$$

(1) 式は

$$H = \frac{\int_0^l M_o y\, dx + E J_0 \omega t l}{\int_0^l y^2\, dx + \frac{L J_0 \cos\varphi_k}{A_0}} \cdots\cdots (14)$$

今 $a = kl$ とせば、單荷重のため生ずる H は次の如し。

$$H = \frac{\frac{5}{8} P \frac{l}{f}\left(k - 2k^3 + k^4\right)}{1 + \frac{15}{8} \frac{L J_0 \cos\varphi_k}{l f^2 A_0}} \cdots\cdots (15)$$

扁平拱を除いては分母の第二項を捨て

$$H = \frac{5}{8} P \frac{l}{f} (k - 2k^3 + k^4) \cdots\cdots (16)$$

を得。若し斷面 A_1 を有する繋釬を用ふれば

$$H = \frac{\frac{5}{8} P \frac{l}{f}\left(k - 2k^3 + k^4\right)}{1 + \frac{15}{8} \frac{J_0}{l f^2}\left(\frac{L_0 \cos\varphi_k}{A_0} + \frac{l}{A_1}\right)} \cdots (17)$$

溫度が $t°$ 昇つたときは

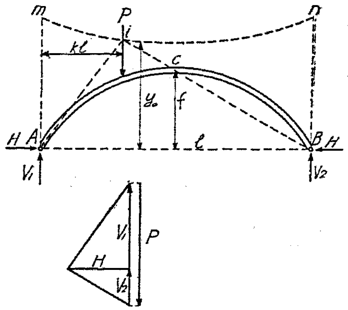
$$H_t = \frac{E J_0 \omega t l}{\frac{8}{15} f^2 l + \frac{L J_0 \cos\varphi_k}{A_0}} \cdots\cdots (18)$$

扁平拱を除いては

$$H_t = \frac{15}{8}\,\frac{EJ_0\,\omega\,t}{f^2} \quad \cdots\cdots(19)$$

となすことを得。

3. 反力軌跡 (Reaction locus)　第458圖に於て荷重 P に對する反力は A 及 B 點を通過すべきが故に、反力の交點 i の起拱線上の高 y_0 を見出さば反力の方向が決定される。



第　458　圖

(a) 圖の力多角形に於て

$$\frac{V_1}{H} = \frac{y_0}{kl}$$

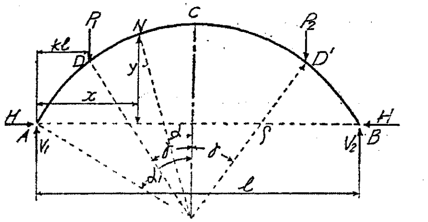
然るに　$V_1 = P(1-k)$　なるが故に

$$y_0 = kl\,(1-k)\frac{P}{H} \quad \cdots\cdots(20)$$

拋物線拱に於ては (16) 式より

$$y_0 = \frac{1.6f}{1+k-k^2} \quad \cdots\cdots(21)$$

y_0 の軌跡即ち mn 線を反力軌跡と謂ふ。圖式解法に於ては、先づ反力軌跡を描かば任意の荷重に對する反力は直ちに求められる。



第　459　圖

4. 一定の斷面を有する分圓拱 (Circular arch)　第 459 圖は缺圓拱を示す。溫度を一定として單荷重に對する H を求めんとす。

$$H = \frac{P\rho^2\left[\sin^2\alpha_1 - \sin^2\gamma - 2\cos\alpha_1(\alpha_1\sin\alpha_1 - \gamma\sin\gamma - \cos\gamma + \cos\alpha_1)\right]}{2\rho^2(\alpha_1 - 3\cos\alpha_1\sin\alpha_1 + 2\alpha_1\cos^2\alpha_1) + \dfrac{2\alpha_1 J\cos\alpha_1}{A}} \quad \cdots(22)$$

半圓拱即ち　$\alpha = 90°$　なるときは

$$H = \frac{P\cos^2\gamma}{\pi} \quad \cdots\cdots(23)$$

溫度の變化に對する水平推力は

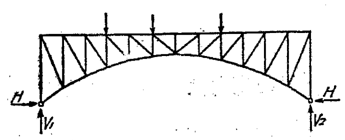
$$H_t = \frac{EJ\omega tl}{2\rho^3(\alpha_1 - 3\cos\alpha\sin\alpha + 2\alpha\cos^2\alpha_1) + \dfrac{LJ\cos\alpha_1}{A}} \quad \cdots\cdots(24)$$

半圓拱　$l = 2\rho$　なるときは

$$H_t = \frac{8EJ\omega t}{\pi l^2} \quad \cdots\cdots(25)$$

5. 構腹拱　平行弦を有する深の淺い構腹拱には、前述せる鈑拱の公式を用ふるも大した支障はない。深の變化する構腹拱に於ては、鈑拱の公式より得た結果は充分正鵠を得ないから、撓度を應用した一般的方法を適用せねばならない。撓度は部材の斷面に關係を有するから、先づ或る方法で豫備の設計をなす、之をなすには拱を拋物線形と見て H に對する近似公式を用ふるか、又は最初の解法に於ては各部材の斷面は總て等しいと假定し、或は旣成の設計に倣つて部材の斷面を比例的に變化する。此際眞の斷面でなく單に各部材の相對的斷面が必要である。水平推力は

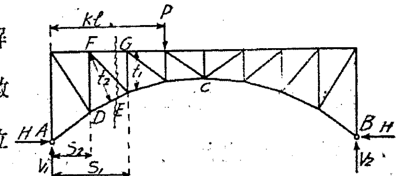
$$H = \frac{\Sigma\dfrac{S'ul}{A}}{\Sigma\dfrac{u^2 l}{A}} \quad \cdots\cdots(26)$$



第　460　圖

式中 S' は鉛直力（鉛直荷重及鉛直反力）のみに依つて生ずる部材の應力、u は鉸に對し水平にして外向きに作用する 1 の力に依つて生ずる部材の應力、l 及 A は任意の部材の長と斷面とす。

單荷重に對する H の値　活荷重應力を求むるには、各荷重點に單荷重を載せた場合の反力を定むればよろしい，代數的解法に依れば、(26)式を幾度も使ふので手數がかゝるから、應力 u は各端に於ける單位水平力に對する應力圖を描いて求むる。



第　461　圖

第 461 圖に於て荷重 P が G 點或はセクションの右側の任意の點にあるとき FG の應力は

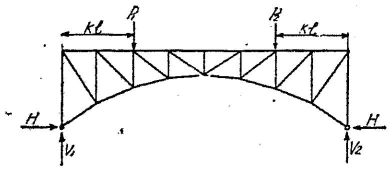
$$FG = \frac{V_1 s_1}{t} = P(1-k)\frac{s_1}{t_1} \quad \cdots\cdots(27)$$

同様に $DE = P(1-k)\frac{s_2}{t_2}$ ……………………………………(28)

一般に 部材の應力 $= V_1\frac{s}{t}$ ……………………………………(29)

式中 s は反力 V_1 の挺率、t は部材の挺率とす。

故に P が所要の部材を切るセクションの右側に在る場合は、其の部材の應力は $P(1-k)\frac{s}{t}$ に依つて算出され、若し P がセクションの左側に在るときは右支點の反力に依つて見出され、s' を V_2 の挺率とすれば、其の値は $Pk\frac{s'}{t}$ となる。



第 462 圖

對稱荷重を用ふれば其の計算が一層簡單になり、構に單荷重 P を對稱に載せたものと假定すれば(第462圖)、H の値は單荷重の場合の二倍となる。鉛直反力は P に等しいから、P_1 の左側の部材の應力は $P_1\frac{s}{t}$ となる。s は反力の挺率、t は部材の挺率とす。兩荷重間の部材に對しては、外力の彎曲率は一定で Pkl に等しい、故に應力は $P\frac{kl}{t}$ となる。

溫度變化に對するHの値 溫度が $t°$ 上昇せば支間長は ωtl だけ伸びるから、(26)式の分子に之を挿入して

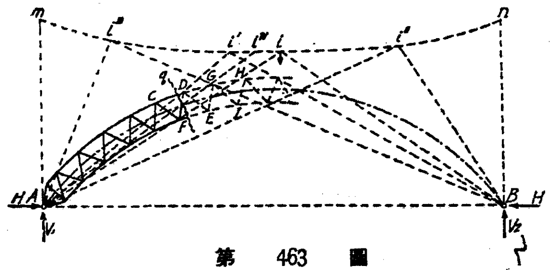
$$H_t = \frac{\omega tl}{\Sigma\frac{u^2l}{EA}} \cdots\cdots(30)$$

繫釬を用ひた場合に其の溫度變化が拱と同一ならば H には何等の變化が起らないが、若し繫釬が拱の t と異なつた溫度上昇 t' を受くるときは

$$H = \frac{\omega(t-t')}{\Sigma\frac{u^2l}{EA}} \cdots\cdots(31)$$

6. **應力の計算** 死荷重に對する應力は其の反力さへ見出せば、三鉸拱と同一方法に依つて計算するを得、最大活荷重應力を見出すには反力軌跡を應用する。

第463圖は二鉸拱で mn は反力軌跡なりとす、今 CD の最大應力を見出すため力率中心を F 點に採り、荷重が i 點に在れば CD の應力は零となる。何となれば、i 點の右側に在る總ての荷重は CD に張力を生じ、左側の總ての荷重は壓力を生ずるからである。FE に對しては i' 點の右側に在る總ての荷重は壓力、左側の總ての荷重は張力を生ずる。腹材 DF に對しては CD 及 FE の交點に向ひ Ai''(此の場合は CD 又は FE に平行)を引く、D と i'' 間の荷重は DF に壓力を、F の左側及 i'' の右側に在る荷重は DF に張力を生ずる。EI に對しては力率中心を G に採り、i''' 及 i^{V} 間の荷重は正力率卽ち EI に張力、其の殘部の區間に在る荷重は壓力を生ずる。



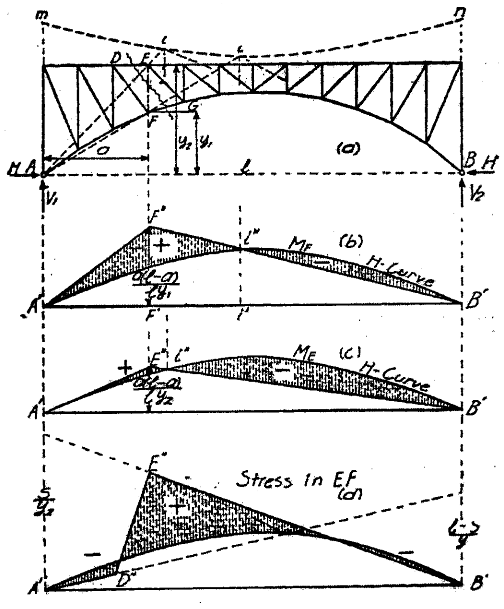
第 463 圖

影響線 (1) 彎曲率に對する影響線。第464圖に於て任意の點 F の彎曲率は

$$M = M' - Hy_1 \cdots\cdots(32)$$

式中 M' は鉛直力のみに依つて生ずる彎曲率とす。

M に對する影響線は M' 及 Hy_1 に對するものを組み合せて得られるも、Hy_1 曲線の代りに H に對する曲線を



第 464 圖

用ひ M'/y_1 に對する影響線を描く、斯くして作つた F 點に對する圖表は第464圖 (b) の如し。

$$縱距\ F'F'' = \frac{M'}{y_1} = \frac{a(l-a)}{ly_1}$$

陰線を施せる面積は M_F の影響圖で、

$$M = \left(\frac{M'}{y_1} - H\right) y_1$$

なるが故に、M の眞の値は此の圖より得た縱距に y_1 を乘ぜねばならない。反力軌跡の i 點に相當する i'' 點に於て縱距は零となり、(C) は E 點の彎曲率に對する影響線を示す。

(2) 腹材應力又は剪力に對する影響線。腹材例へば EF の應力を見出すには DE と FG の交點を求むる(其の交點は上弦の內に在つて H より y_2 の距離を有する)。今 s を V_1 の其の交點に對する挺率、t を EF の挺率とせば、交點より右側に在る荷重に對しては、

$$EF = \frac{(V_1 s - Hy_2)}{t} = \left(V_1\frac{s}{y_2} - H\right)\frac{y_2}{t} \cdots\cdots(33)$$

交點より左側に在る荷重に對しては、

$$EF = \left(V_1\frac{l-s}{y_2} - H\right)\frac{y_2}{t} \cdots\cdots(34)$$

其の影響線は (d) 圖の如くなるが、眞の應力は陰線縱距に $\frac{y_2}{t}$ を乘じたものとなる。

鈑拱或は平行弦を有する構腹拱の場合にも、剪力に對する影響線が必要である。D 點に於ける剪力(第465圖)は、D 點の右側に在る單位荷重に對しては、

$$Q = V_1\cos\alpha - H\sin\alpha$$
$$= (1-k)\cos\alpha - H\sin\alpha \cdots\cdots(35)$$

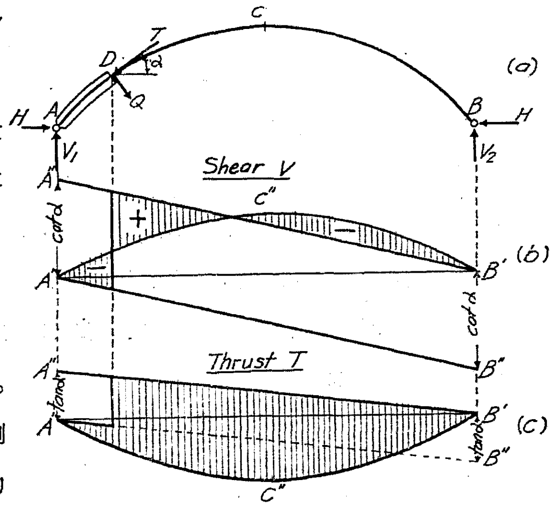
左側に在る單位荷重に對しては、

$$Q = -V_2\cos\alpha - H\sin\alpha$$
$$= k\cos\alpha - H\sin\alpha \cdots\cdots(36)$$

或は

$$Q = \left[(1-k)\cot\alpha - H\right]\sin\alpha \cdots\cdots(37)$$

$$Q = (-k\cot\alpha - H)\sin\alpha \cdots\cdots(38)$$



第 465 圖

第465圖 (b) の $A'C''B'$ は H を、$A''B'$ 及 $A'B''$ は $(1-k)\cot\alpha$ 及 $k\cot\alpha$ を表はし、陰線面積は D 點に於ける剪力の影響圖であり、眞の値は之より出した値に in α を乘じて得られる。

(3) 推力に對する影響線。第465圖に於て D 點の右側に在る單位荷重に對する推力卽ち軸應力 T は

$$T = H\cos\alpha + V_1\sin\alpha = H\cos\alpha + (1-k)\sin\alpha$$

或は

$$T = \left[H + (1-k)\mathrm{tg}\,\alpha\right]\cos\alpha \cdots\cdots(39)$$

左側に在る單位荷重に對しては

$$T = H\cos\alpha - V_2\sin\alpha = H\cos d - k\sin\alpha$$

或は

$$T = (H - k\,\mathrm{tg}\,\alpha)\cos\alpha \cdots\cdots(40)$$

第465圖 (c) の $A'C''B'$ は H に對する曲線、$(1-k)\mathrm{tg}\,\alpha$ 及 $k\,\mathrm{tg}\,\alpha$ の値は $A''B'$ 及 $A'B''$ に至る縱距に依つて與へられる。陰線面積の縱距は、$H+(1-k)\mathrm{tg}\,\alpha$ 及 $H-k\,\mathrm{tg}\,\alpha$ を表すが故に推力に對する影響圖となり、眞の値は之より出した縱距に $\cos\alpha$ を乘じて得られる。

一般に最大推力は滿載荷重の場合に起るが、最大突緣應力又は最大緣維應力は

最大彎曲率を生ずるが如き部分荷重の場合に起るから、之を見出すには突縁の重心又は核心 (Kern point) を力率中心とした彎曲率に對する影響線を描けばよろしい。

7. 撓度

一般に撓度は次式に依つて表さる。

$$\eta = \int \frac{M\,ds}{EJ} m \cdots\cdots(41)$$

式中 m は任意の點に加へられた單位荷重 1 のために求めんとする撓度の方向に起る彎曲率である。拱に於ては水平力と鉛直力とに基因する撓度を別々に算出するのが便利である。今拱の一端が水平に自由に動くものと假定せば、鉛直力のために生ずる撓度は

$$\eta' = \int \frac{M'\,ds}{EJ} m_o \cdots\cdots(42)$$

水平力のために生ずる撓度は

$$\eta'' = \int \frac{H y\,ds}{EJ} m_o = H \int \frac{y\,ds}{EJ} m_o \cdots\cdots(43)$$

式中 m_o は拱を單桁と考へた場合に荷重 1 に依つて生ずる彎曲率、M' は荷重と鉛直反力のみに依つて生ずる(單桁と考へて)任意の點の彎曲率とす。

$\int \frac{y\,ds}{EJ} m_o$ は荷重 1 を鉸に水平に作用せしめた場合の任意の點の鉛直撓度であるから、荷重 1 を其の任意の點に鉛直に加へた場合に生ずる鉸の水平撓度に等しく、之を η_v とす。今支點 A に對する支點 B の水平移動卽ち荷重 1 に依つて生ずる B 點の撓度を η_h とせば、任意の點に荷重 1 を加へた爲めに生ずる水平推力は

$$H = \frac{\eta_v}{\eta_h}$$

となるから

$$\eta'' = H \times H_u \eta_h \cdots\cdots(44)$$

式中 H は與へられた荷重に對する全推力、H_u は撓度を計算せんとする點に荷重 1 を加へた場合に生ずる推力、η_h は $H = 1$ の場合の鉸の水平撓度で

$$\eta_h = \int \frac{y^2\,ds}{EJ} \quad \text{とす。}$$

$$\frac{ds}{J} = Constant = \frac{dx}{J_0} \quad \text{なるときは}$$

$$\eta' = \frac{1}{EJ_0} \int_0^l M'\,dx\,m_0 \cdots\cdots(45)$$

となり、之は支間 l、惰性率 J_0 を有する單桁の撓度となる。

拱肋の撓度は同深の單桁に比しては頗る小さくて、彎曲率の最大なる四分一點 (quarter-point) で最大である(η'' は η' と反對の符號を有す)。構腹拱の撓度は

$$\eta = \Sigma \frac{Sul}{EA} \cdots\cdots(46)$$

に依つて算出することを得、此の場合にも水平力と鉛直力とは別々に考ふる方が便利である。

第四節 無 鉸 拱

1. 一般公式 記法 :—

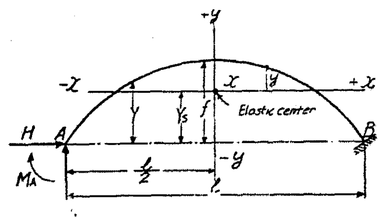
Y は左支點 A を座標原點とせるとき拱軸の横距

X_s 及 Y_s は A 點に對する彈心(Elastic centre) の座標

ds は拱の分割の長

l は拱の支間

A_x は拱の各分割に於ける平均斷面積



第 466 圖

J は拱の各分割に於ける拱斷面の惰性率

J_0 は拱頂に於ける拱斷面の惰性率

x, y は彈心を通る軸に對する拱の各分割の中心の座標

ϕ_x は拱の正斷面 (Normal section) の鉛直となす角度

M_s は拱を B 點に固定した突桁と考へし場合の靜力率 (Static bending moment)

H は水平推力（鉛直荷重によるもの）

M_A は左支點に於ける彎曲率

V_A は左支點に於ける鉛直反力

M は補助彎曲率

M_x は拱軸の任意のセクションに於ける彎曲率

N_x は拱軸の任意のセクションに於ける正推力

Q_x は拱軸の任意のセクションに於ける剪力

$$X_s = \frac{1}{2}l \quad \cdots\cdots(47)$$

$$Y_s = \frac{\int_0^{\frac{l}{2}} Y \frac{J_0\, ds}{J}}{\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{J_0\, ds}{J}} \quad \cdots\cdots(48)$$

$$H = -\frac{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} M_s\, y \frac{J_0\, ds}{J}}{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} y^2 \frac{J_0\, ds}{J} + \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{J_0\, dx}{A_x}} \quad \cdots\cdots(49)$$

$\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{J_0\, dx}{A_x}$ は $\frac{J_0\, l}{A_{av}}$ で表はすことが出來、A_{av} は平均斷面積とす。

$$V_A = -\frac{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} M_s\, x \frac{J_0\, ds}{J}}{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} x^2 \frac{J_0\, ds}{J}} \quad \cdots\cdots(50)$$

$$M = -\frac{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} M_s \frac{J_0\, ds}{J}}{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{J_0\, ds}{J}} \quad \cdots\cdots(51)$$

$$M_A = M - V_A \frac{l}{2} - H\, Y_s \quad \cdots\cdots(52)$$

$$M_x = M + V_A\, x + Hy + M_s \quad \cdots\cdots(53)$$

$$N_x = V_x \sin\phi_x + H\cos\phi_x \quad \cdots\cdots(54)$$

$$Q_x = V_A - \Sigma P \quad \cdots\cdots(55)$$

（1）任意の點に於ける靜力率 M_s。M_s は拱を左支點自由で右支點が固定せる突桁と考へた場合の靜力率で常に負である。任意の點に於て M_s を生ずるためには、集合荷重は其の點の左側に負載せねばならない。其の點と右支點との間に在る荷重は、其の點に M_s を生ぜない。任意のセクションに對する集合荷重の彎曲率 M_s は、荷重と其のセクションより荷重に至るまでの距離を乘じた積に等しい。荷重とセクション間の距離の代りに荷重とセクションの縱距を與ふれば、次の式が用ひられる。

x は M_s を求めんとするセクションに至る座標原點よりの距離

a は座標原點より荷重に至る距離

P は集合荷重

とせば

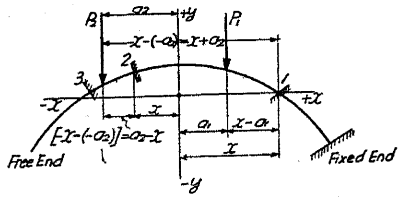
荷重の右側に在る總ての點に對しては　$M_s = -P(x-a) \cdots\cdots(56)$

荷重の左側に在る總ての點に對しては　$M_s = 0 \cdots\cdots(57)$

x 及 a には各其の符號を入れねばならないから、P_1 が $-a$ の距離にあるときは

$$M_s = -P_1\left[x-(-a)\right] = -P_1(x+a)$$

となる。



第 467 圖

第467圖に於て座標原點より x の距離にセクション 1 を考ふれば、原點より a_1 の距離にある P_1 に依つてセクション1に生ずる彎曲率は

$$-P_1(x-a_1)$$

となり、原點より $-a_2$ の距離にある P_2 に依つて、セクション 1 に生ずる彎曲率は

$$-P_2\left[x-(-a_2)\right] = -P_2(x+a_2)$$

となる。故に P_1 及 P_2 のためセクション 1 に生ずる彎曲率は

$$M_s = -\left[P_1(x-a_1)+P_2(x+a_2)\right]$$

となり、原點より $-x$ の距離にあるセクション 2 に對して彎曲率を生ずる荷重は P_2 のみであるから

$$M_s = -P_2\left[(-x)-(-a_2)\right] = -P_2(a_2-x)$$

セクション 3 に對しては總ての荷重が其の右側にあるから彎曲率を生じない。

$P=1$ の場合　P が原點より a の距離にあるとき、原點より x の距離に在るセクションに對する P の彎曲率は

$$x > a \qquad M_s = -(x-a) \cdots\cdots (58)$$

$$x < a \qquad M_s = 0 \cdots\cdots (59)$$

等布荷重に對する M_s

w は單位長の等布荷重

x は座標中心よりセクションに至る距離

l は拱の支間

とせば、x のセクションに於ける滿載荷重の彎曲率は

$$M = -w\left(\frac{l}{2}+x\right)\frac{1}{2}\left(\frac{l}{2}+x\right) = -\frac{1}{8}w(l+2x)^2 \cdots\cdots (60)$$

セクションが拱の左半側にあるときは x の代りに $-x$ を入れて

$$M_s = -\frac{1}{8}w(l-2x)^2 \cdots\cdots (61)$$

拱の右半側のみに載荷せるとき右側の點に對して

$$M_s = -\frac{wx^2}{2} \cdots\cdots (62)$$

となる。

（2） 支間の變化の影響。

Δl は支間の變化（cm）

E は彈性恒數（kg/cm^2）

Δl は支間が短縮するときは負伸長するときは正とすれば、支間の變化のため生ずる水平推力は

$$H = \frac{EJ_0\,\Delta l}{\displaystyle\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} y^2\frac{J_0\,ds}{J}+\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}}\frac{J_0\,dx}{A_x}} \cdots\cdots (63)$$

$$M_A = M_B = -HY_s \cdots\cdots (64)$$

$$M_x = Hy \cdots\cdots (65)$$

（3）死荷重に因る肋縮（Rib shortening）の影響。

H_d は死荷重に因る水平推力

H_s は肋縮に因る水平推力

$$H_s = \frac{\displaystyle\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}}\frac{J_0\,dx}{A_x}}{\displaystyle\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} y^2\frac{J_0\,ds}{J}+\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}}\frac{J_0\,ds}{A_x}}H_d \cdots\cdots (66)$$

$$\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}}\frac{J_0\,ds}{A_x} = \frac{J_0\,l}{A_{av}}$$ となすことを得。

$$M_x = H_s\,y \cdots\cdots (67)$$

$$M_s = -H_s\,Y_s \cdots\cdots (68)$$

拱頂に於ける最大正彎曲率は

$$M_c = H_s(f-Y_s) \cdots\cdots (69)$$

（4）溫度變化の影響。

（a）溫度降下の場合。

$$H_t = \frac{EJ_0\,\omega\,tl}{\displaystyle\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} y^2\frac{J_0\,ds}{J}+\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}}\frac{J_0\,dx}{A_x}} \cdots\cdots (70)$$

$$M_{tx} = H_t\,y \cdots\cdots (71)$$

起拱點の最大彎曲率 $M_{ts} = -H_t\,Y_s \cdots\cdots (72)$

拱頂の最大彎曲率 $M_{tc} = H_t(f-Y_s) \cdots\cdots (73)$

（b）溫度上昇の場合。

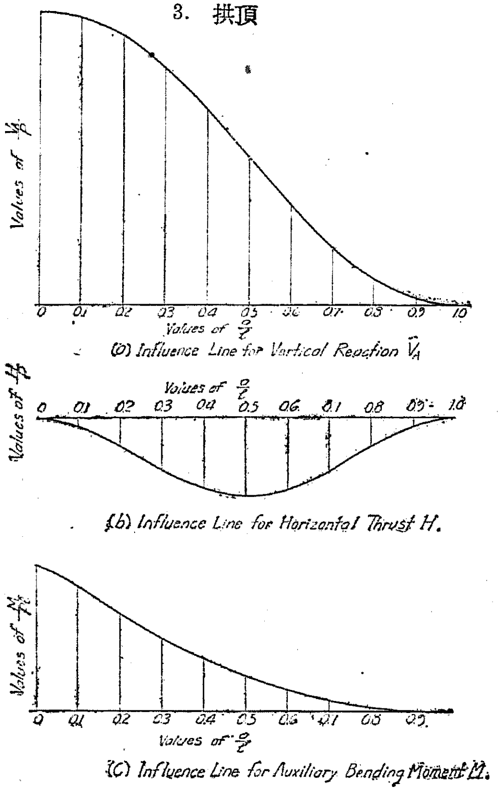
$$H_t = -\frac{E J_0 \omega t l}{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} y^2 \frac{J_0\, ds}{J} + \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{J_0\, dx}{A_x}} \quad \cdots\cdots (74)$$

$$M_{ts} = -H_t Y_s \cdots\cdots (75)$$

$$M_{tc} = H_t(f - Y_s) \cdots\cdots (76)$$

2. **影響線**　不靜定值 H、V_A 及 M に對する影響線は第468圖の如し。彎曲率の影響線は次の諸點に對するものを描く。

1. 拱の起拱線
2. 拱の四分一點
3. 拱頂



第　468　圖

主要なる拱に於ては尙此の外の點の影響線も描く必要がある。第469圖は1、2及3に於ける彎曲率の影響線を示す。

(1) 影響線の描き方。

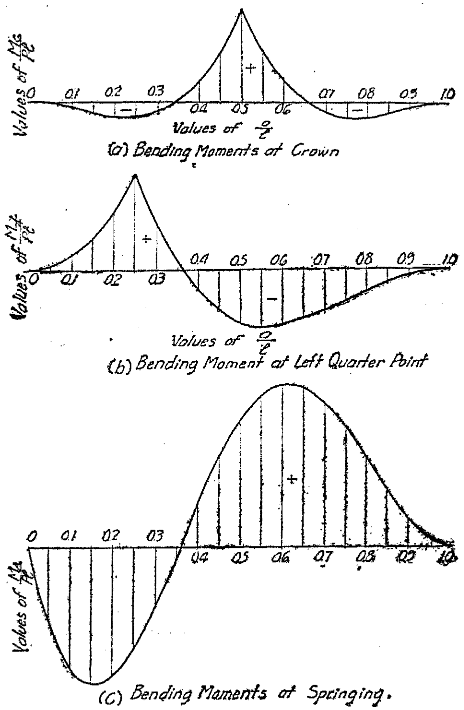
拱頂に於ける彎曲率の影響線を描くには次の如き方法に依る。先づ拱を幾つかに分割し荷重 $P=1$ を漸次各分割の終點に置き、$P=1$ の各位置に對して此の荷重に依り拱頂に生ずる彎曲率を前述の公式に依り算出して、其の値を荷重點を通る鉛直

線上に任意の縮尺で記入する。それには或る共通の水平軸を採り、正の値は軸の上に、負の値は軸の下に記入すれば、是等の點を結んだ曲線は拱頂の彎曲率に對する影響線となる。

同樣の方法に依り H、V_A 及 M に對する影響線を描く事を得。

(2) H、V_A 及 M に對する影響線の目的。

以上の三不靜定值に對する影響線を描けば、任意の點の彎曲率に對す影響線も描くことが出來、H 及 Y_A の影響線を知れば N_x を決定することが出來る。彎曲率を求むるには、H 及 V_A を定むるに用ひたと同一の載荷位置を用ひねばならない。拱に滿載せるとき H 及 V_A の値は最大となる。集合荷重の場合には、最も大きい荷重が支間の中央に載れるとき最大水平推力が生じ、最大鉛直反力は之を求めんとする支點の近くに最大荷重が載れるときに生ずる。



第　469　圖

(3) 彎曲率に對する影響線の目的。

彎曲率に對する影響線は、任意のセクションに於ける正及負彎曲率を定むるために用ひられ、最大彎曲率を生ずる荷重の位置も影響線より求めらる。第469圖より明瞭なる如く彎曲率の影響線は、一部は軸の上に一部は軸の下に橫はるが、軸上にある部分は正で軸下にある部分は負である。

最大正彎曲率を得んとせば、影響線が軸上にある部分に相當する間だけ載荷し、最大負彎曲率を得んとせば以上の殘部に載荷する。集合荷重のときは最大荷重を影響線の縱距の最大なる點に置き、彎曲率の絶體最大値を得るまでには二三回の試驗が必要である。

（4）H の影響線。$P=1$ を拱の各點に連續的に置いて之れに對する H の値を算出し、其の結果を各荷重の下に縱距として記入し夫等の點を連結すれば影響線を得。第468圖 (b) は H の影響線を示し、總ての鉛直荷重は同符號の水平推力を生ずるから、影響線は全部水平軸の下に在る。

單位荷重に對する H の値を解析法に依つて求むれば次の如し。

$$H=-\frac{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} M_s y \frac{J_0\,ds}{J}}{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} y^2 \frac{J_0\,ds}{J}+\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{J_0\,ds}{A_x}} \quad\cdots\cdots(49)$$

對稱拱に於ては影響線も對稱なるが故に、H の値も支間の半分に對して見出せばよろしい。簡單にするため拱の右半部に載荷するものとする。

$P=1$ が拱頂より a の距離に在るときは

$$M_s=-(x-a) \qquad x>a$$
$$M_s=0 \qquad x<a$$

此の値を (49) 式に挿入すれば影響線の方程式は次の如くなる。

$$H=\frac{\int_{x_1}^{\frac{l}{2}} (x-a) y \frac{J_0\,ds}{J}}{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} y^2 \frac{J_0\,ds}{J}+\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{J_0\,dx}{A_x}} \cdots\cdots\cdots\cdots(77)$$

分母は總ての荷載位置に對して一定である。

（5）V_A の影響線。第468圖 (a) に示すが如く、總ての鉛直荷重に對して V_A の値は正であるから影響線は全部水平軸の上部にあり、$P=1$ を a の點に置けば

$$V_A=\frac{\int_{x_1}^{\frac{l}{2}} (x-a) x \frac{J_0\,ds}{J}}{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} x^2 \frac{J_0\,ds}{J}} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(78)$$

V_A の影響線を定むるには次の事項が有效である。

（i） $P=1$ を中央に置けば兩支點の反力は相等しくなるから影響線の縱距は 0.5 となる、

（ii） $P=1$ を右支點に置けば $V_A=0$ となる、

（iii） $P=1$ を左支點に置けば $V_A=1$ となる、

（iv） $P=1$ の二荷重を拱頂に對稱に置いて同時に作用せしむれば

$V_A=1$ となる。

任意の荷重を任意の點に置いて生ずる V_A は、其の點の下にある影響線の縱距に P を乘じた積に等しい。

（6） M の影響線。

$P=1$ を a の距離に置けば

$$M=\frac{\int_{x_1}^{\frac{l}{2}} (x-a) \frac{J_0\,ds}{J}}{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{J_0\,ds}{J}} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(79)$$

（7）M_A の影響線。V_A、H 及 M の影響線が定まらば、左支點の彎曲率 M_A は次の式より求められる。

$$M_A=M-\frac{l}{2}V_A-Y_s H \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(52)$$

此の式は拱の右半分に載荷せる場合に用ひられ、拱の左半分に載荷せるときの左支點の彎曲率は、右半分に之と對稱に載せた荷重に依つて生ずる彎曲率の項で表はさる。

$$M_{A(-a)}=M_{A(a)}+l\,V_{A(a)}-\left(\frac{l}{2}-a\right) \cdots\cdots\cdots\cdots(80)$$

式中 $M_{A(a)}$ 及 $M_{A(-a)}$ は $P=1$ を各 a 及 $(-a)$ に置いたとき左支點 A

に生ずる彎曲率を表はすものとす。

（8）任意の點に於ける彎曲率 M_x の影響線。

$$M_x = M + V_A x + Hy + M_s \cdots\cdots\cdots\cdots(58)$$

$P=1$ を拱の各分劃に順次に置くものとし、荷重の各位置に對して M_s を計算する。M_s は拱を右支點に固定せられた突桁と考へた場合に、選ばれた點に對する $P=1$ の靜力率であつて、荷重の各位置に於ける M、V_A 及 H の値は既に描いた影響線より定むることを得。任意の點に $P=1$ を置いて M_x を見出したらば、其の値を其の點を通る鉛直線上に水平軸を基線として、正の値は水平軸の上に、負の値は水平軸の下に任意の縮尺で記入する。

影響線を求めんとするセクションが拱の左半分に在るものと假定せば、M_s は其のセクションの左側に在る荷重に對してのみ計算すればいゝから簡單になり、セクションの右側に置かれた荷重に對しては $M_s = 0$ となる。

（9）拱頂に於ける影響線。第 469 圖（a）は拱頂に於ける模範的の影響線を示すもので、正斷面（positive section）は拱の中央部に、負斷面（negaive section）は兩端に在る。正斷面は拱頂の兩側に約 $\frac{1}{8}l$、各負斷面は支點より約 $\frac{3}{8}l$ 擴がつてゐる。拱頂に於て最大正彎曲率を得るには、拱の中央部だけ載荷すればよろしい。最大負彎曲率を得るには、此中央部を除いた殘部に載荷すればよい。

影響線の正斷面積は常に負斷面積より大きい。之は活荷重が最も不利の位置に置かれても、活荷重より生ずる拱頂の最大正彎曲率は最大負彎曲率より大きいことを意味するのであり、正と負の面積の差は拱軸が拋物線なるとき最小であつて之は肋縮に基因するものである。故に肋縮を考へざる場合は負面積は正面積に等しくなるから全支間に等布荷重を滿載せることきは拱頂の彎曲率は零となる。

（10）四分一點に於ける影響線。第 469 圖（b）は四分一點に於ける彎曲率の標準影響線であつて、四分一點附近で正と負とが分れ短い腕は全部水平軸の上に、長い腕の一部は水平軸の上に殘部は下にある。正彎曲率の斷面は荷重に最も近い

支點から 0.35～0.40 l の所まで擴がり、負彎曲率は殘部の 0.65～0.60 l に載荷せるときに生ずる。

（11）起拱點に於ける影響線。第 482 圖（c）は起拱點に於ける彎曲率 M_A の標準影響線を示すもので、左支點に近き負斷面と其の餘の部分の正斷面とより成る。影響線の形即負及正斷面の長は主として拱軸の形に依るが、又幾分は拱頂に於ける惰性率と、起拱點に於ける惰性率との比に依つても異る。負斷面は左支點から 0.35～0.40 l まで、正斷面は其の殘部に擴り、負斷面は正斷面より短いが、負の縦距は正の縦距より著るしく大きいから、其の斷面の差は長の差程甚だしくない。拋物線拱で $\frac{J_0}{J\cos\varphi}$ が一定せるときは、正負の斷面は殆んど等しくして、其の差は單に肋縮に基くものゝみである。故に肋縮を考へざれば兩斷面は等しくなる。拱軸が中央に於て偏平で兩端に於て急傾斜をなすときは（次の高い拋物線に類似の）、負斷面は小さくなり正斷面は大きくなる。

3. **拋物線拱**（Parabolic arch）

（1）一般式。拱頂に座標原點を採れば、拱軸の方程式は

$$Y = \frac{4f}{l^2}x^2 \cdots\cdots\cdots\cdots(81)$$

となり、拱頂より彈心に至る距離は

$$Y_c = \frac{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} Y \frac{J_0\,ds}{J}}{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{J_0 ds}{J}} \cdots\cdots\cdots\cdots(82)$$

$$H = -\frac{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} M_s y \frac{J_0\,ds}{J}}{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} y^2 \frac{J_0\,ds}{J} + \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{J_0\,d_x}{A_x}} \cdots\cdots(83)$$

$$V_A = -\frac{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} M_s x \frac{J_0\,ds}{J}}{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} x^2 \frac{J_0\,ds}{J}} \cdots\cdots\cdots\cdots(84)$$

$$M = -\frac{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} M_s \frac{J_0\, ds}{J}}{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \frac{J_0\, ds}{J}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(85)$$

f は拱矢

l は支間

Y は x 軸が拱頂を通るときの縦距

y は x 軸が彈心を通るときの縦距

x は橫距

ds は拱の分劃の長

J は拱の各分劃に於ける拱斷面の惰性率

J_0 は拱頂に於ける拱斷面の惰性率

拋物線拱に於ては

$$\frac{ds}{J} = \frac{dx}{J_0}$$

となるが故に、座標原點を彈心に置けば (82) 乃至 (85) 式は次の如くなる。

$$Y_c = \frac{f}{3} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(86)$$

$$H = -\frac{\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} M_s f\left(\frac{1}{3} - \frac{4x^2}{l^2}\right)dx}{\frac{4}{45}f^2 l + \frac{J_0\, l}{A_{av}}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(87)$$

$$V_A = -\frac{12}{l^3}\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} M_s x\, dx \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(88)$$

$$M = -\frac{1}{l}\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} M_s\, dx \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(89)$$

（2）影響線。影響線を求むるために $P = 1$ を拱頂より a の距離に置けば

$$M_s = -(x-a)$$

となるから、(87) 乃至 (9) 式は次の如く變化する。

$$H = -\frac{f\left[\frac{l^2}{48} - a^2\left(\frac{1}{6} - \frac{a^2}{l^2}\right)\right]}{\frac{4}{45}f^2 l + \frac{J_0\, l}{A_{av}}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(90)$$

$$V_A = \frac{1}{2}\left(1 - \frac{3a}{l} + \frac{4a^3}{l^3}\right) \cdots\cdots\cdots\cdots(91)$$

$$M = \frac{1}{8}\left(l - 4a + \frac{4a^2}{l}\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(92)$$

M_A の影響線

$$M_A = M - V_A\frac{l}{2} - H(f - Y_c) \cdots\cdots\cdots\cdots(93)$$

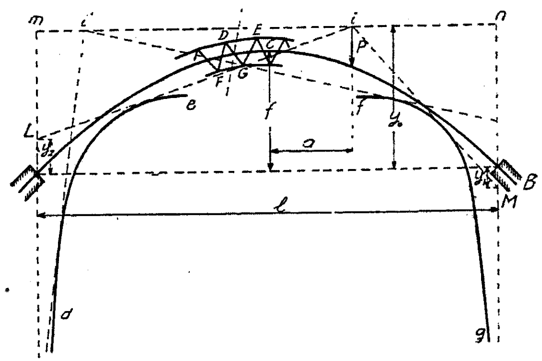
拱頂に於ける彎曲率の影響線

$$M_c = M + HY_c + M_s \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(94)$$

荷重が拱の右半部に在るときは、拱頂に於ては $M_s = 0$ なる故

$$M_c = M + HY_c \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(95)$$

（3）最大應力を生ずる荷重の位置。拋物線の反力軌跡は $y_0 = \frac{6f}{5}$ の方程式を有するから軌跡 $m\,n$ は直線をなす。左右兩側の反力線（Li 及 Mi 第 470 圖）は de 及 fg の如き包絡線 (Envelope) に切線となり、各の包絡線は彈心を通る x 軸を切線とし、起拱線を通る鉛直線を漸近線 (Asymptote) とする曲線である。



第 470 圖

第 470 圖に於て de 及 fg に切線をなす Gi 及 Gi' は、DE に最大應力を生ずる荷重の位置を決定する。i 及 i' 間に在る荷重は G 點に正彎曲率を、他の區間にある荷重は負彎曲率を生ずる。

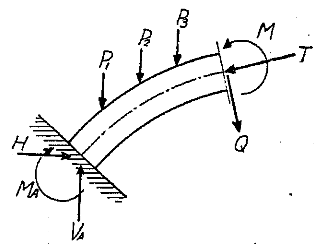
同様に de に切線となり FG 及 DE に平行の線は（或は其の交點に向ひ平行となす)、DG に最大應力を生ずる荷重の位置を決定する。

$\frac{y_1}{f}$ 及 $\frac{y_2}{f}$ の 値

$\frac{a}{l}$	$\frac{y_1}{f}$	$\frac{y_2}{f}$	$\frac{a}{l}$	$\frac{y_1}{f}$	$\frac{y_2}{f}$
0.50	∞	+0.400	0.25	−0.400	+0.311
0.45	−4.667	+0.386	0.20	−0.222	+0.286
0.40	−2.000	+0.370	0.15	−0.095	+0.256
0.35	−1.067	+0.353	0.10	0.000	+0.222
0.30	−0.667	+0.333	0.00	+0.133	+0.133

（荷重が拱の右半部にあるときは y_1 と y_2 とを交換する）

4. 最大緣維應力に對する力率中心



第 471 圖

A は拱の斷面積

J は拱斷面の惰性率

y_1、y_2 は中立軸より上下の最遠緣に至る距離

f_1、f_2 は上下の最大緣維應力

M は最大彎曲率（上緣維に壓力を生ずるものを正とす）

T は正應力

とせば

$$\left.\begin{aligned} f_1 &= \frac{T}{A} + \frac{My_1}{J} \\ f_2 &= \frac{T}{A} - \frac{My_2}{J} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots(96)$$

$r = \sqrt{\frac{J}{A}}$ を上式に挿入せば

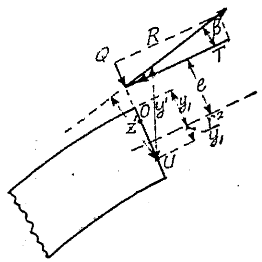
$$\left.\begin{aligned} f_1 &= \frac{Tr^2 + My_1}{J} \\ f_2 &= \frac{Tr^2 - My_2}{J} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots(97)$$

第 472 圖に於て

$$M = Te$$

なるが故に

$$f_1 = \frac{T(r^2 + ey_1)}{J} = \frac{T\left(\frac{r^2}{y_1} + e\right)y_1}{J}、$$

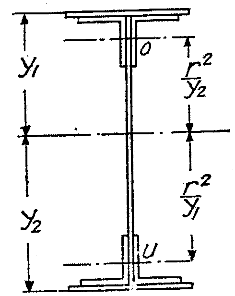


第 472 圖

$\frac{r^2}{y_1} + e$ は長で $T\left(\frac{r^2}{y_1} + e\right)$ は彎曲率であるから、之を M_u とすれば $M_u = T\left(\frac{r^2}{y_1} + e\right)$ となり、中立軸の下方に $\frac{r^2}{y_1}$ の距離を採れば u 點を得、之は M_u の力率中心となり、中立軸の上方にも同様に $\frac{r^2}{y_2}$ の距離に、下緣維應力に對する彎曲率 $M_o = T\left(\frac{r^2}{y_2} - e\right)$ の力率中心 o を得、u 及 o を其の斷面の核心と謂ふ。

$$\left.\begin{aligned} f_1 &= \frac{M_u y_1}{J} \\ f_2 &= \frac{M_o y_2}{J} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots(98)$$

f_1 及 f_2 は M_u 及 M_o に比例するから、f_1 及 f_2 の最大は M_u 及 M_o の最大なるときに起る。從て活荷重に對する最大緣維應力を見出すには、u 及 o 點を力率中心として最大彎曲率を定むることが便宜である。鈑拱の場合には第 473 圖の如く突緣の重心を核心となす。

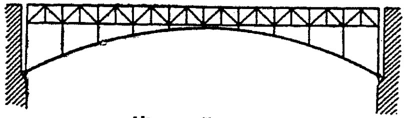


第 473 圖

第五節 拱 の 分 類

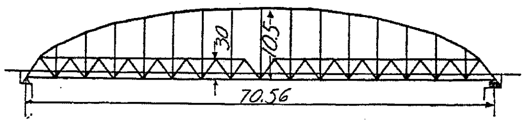
1. **補剛拱** 拱自體は安定しないが桁又は構に依つて補剛されたもので、構が拱の上部に位し其の格點に鉛直の柱を建てた形は第 474 圖で、構が拱の弦となつて其の格點を拱より吊材に依つて吊るした形は第 475 圖である。補剛桁の中央に鉸

を挿入すれば靜定となり、然らざれば一次不靜定となる。



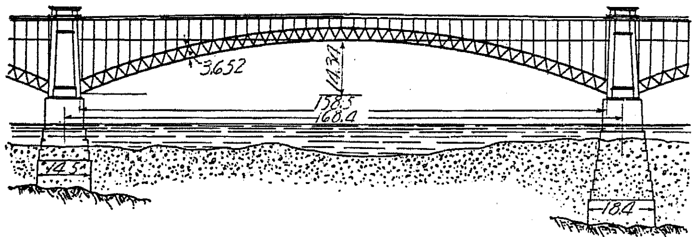
第 474 圖

2. **剛拱** 拱自體が剛性體をなすもので、鈑拱,構肋拱及構腹拱之に屬する。之には鉸を有するものと有せざるものとがある。



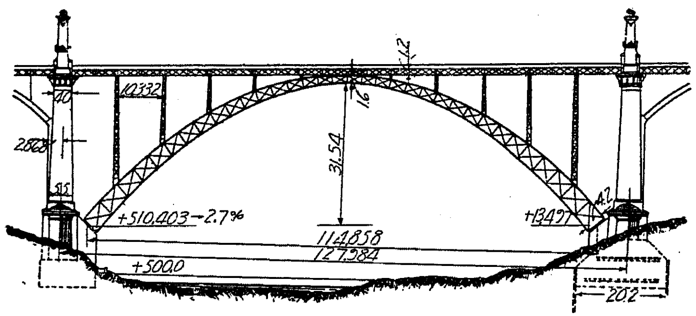
第 475 圖

（1）無鉸拱。以前は鈑拱も屢固定端となしたが、今日では大抵鉸を挿入する。無鉸構肋拱で構の深が一定なるものは第 476 圖で、起拱點に向ひ增加せるものは第 477 圖及第 478 圖である。



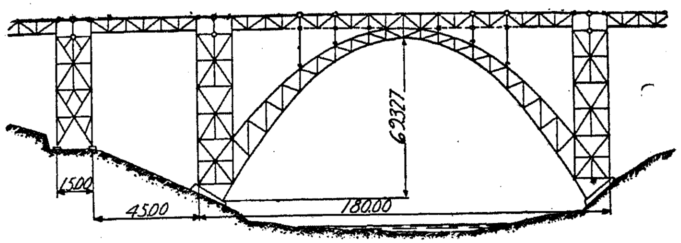
第 476 圖

無鉸拱は三次不靜定であるから計算が困難で煩瑣なるのみならず、溫度の變化及橋臺、橋脚の移動が拱の應力に影響すること多大である。



第 477 圖

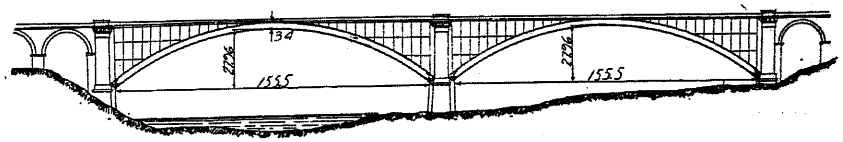
又架設に際し著しく不明の應力が起り構造物に過勞を生ずることもある。如何



第 478 圖

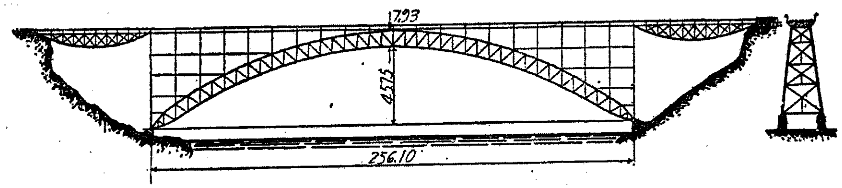
なる載荷狀態に於ても起拱點に於ける緊定を完全にするためには支承の有效なる碇着を必要とする。以上述べし缺點のため無鉸拱の使用は稀で、拱矢の大きいとき若くは安全なる橋臺を有するときに限られてゐる。

3. **二鉸拱** 此の場合には、牢固なる搖承を有する故反力の作用點が確定し、拱は一次不靜定となる。鈑拱は主に二鉸拱となす。第 479 圖はワシントン橋で、徑間 155.5 *m*、鈑の深 3.4 *m* ある。



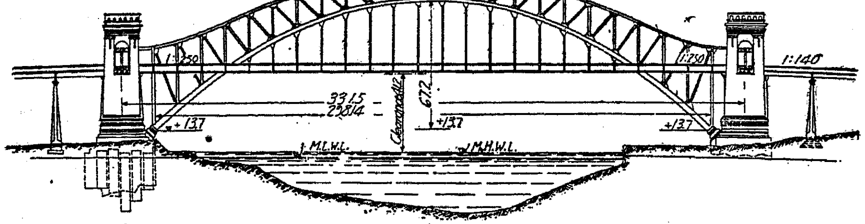
第 479 圖

（a）構肋拱にして鉛直又は放射の柱と一分格に一本若くは二本の斜材を有するもの。起拱點の鉸を下弦の兩端の格點に置くときと、弦の內に入れて拱軸內に

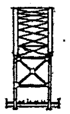


第 480 圖

置くときとある。後者の場合には反力が上下兩弦の兩端の部材に各等布さるゝが、前者の場合には反力の殆んど全部が下弦の部材に集まることゝなる。第 480 圖はナイヤガラ瀑布に架した拱で、支間 256.1 *m*、鉛直の柱と一分格に一本の斜材を有せり。第 481 圖は紐育のヘルゲート鐵道橋で支間 300 *m*、下弦は 67.05 *m*

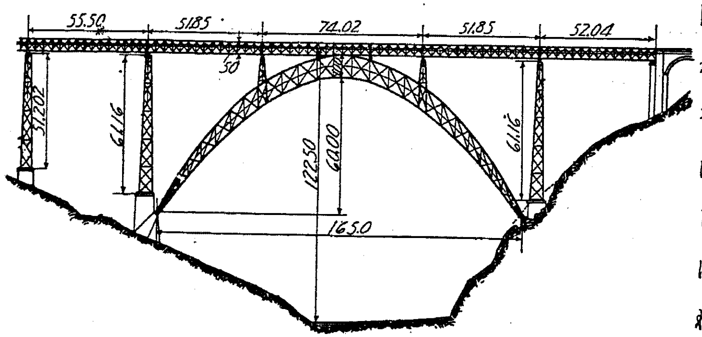


第　481　圖



の拱矢を有する拋物線をなし、拱頂に於ける構の深は 12.3 m で支間の約 $\frac{1}{24}$ であり、端柱は 42.67 m、四分一點に於ける構の深さは剛性を確保するため 18 m となし、拱矢の約 $\frac{1}{4}$ 支間の約 $\frac{1}{16}$ の高を有せしめたり。

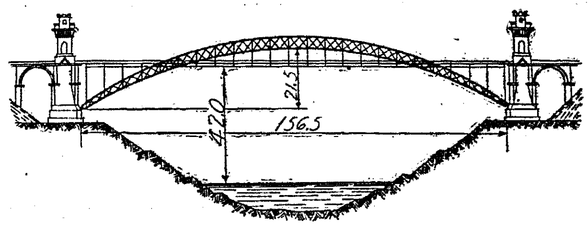
（b）拱頂で構が最大深を有し起拱點で上下兩弦が合したるもの。第482圖は佛國ガラビット陸橋で、165.0 m の支間を有する單線鐵道橋であつて、拱上部の構は連續桁をなし、拱頂及其の他の二點にある支柱で拱に支へられてゐる。第 483 圖は 156.5 m の支間を有し、車道は拱を切斷し其の一部は拱に吊され一部は拱に支へられたる複線鐵道橋である。



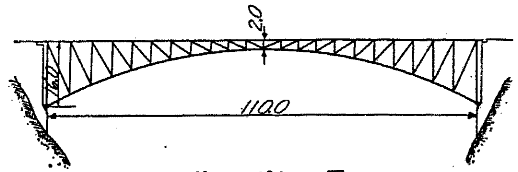
第　482　圖

（c）構腹拱。上弦は水平で車道を支へ下弦が拱形をなし、垂直材及斜材を有する拱である（第 484 圖）。

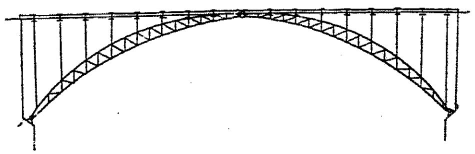
4. 三鉸拱　巴里のアレキサンダー橋は鑄鐵の三鉸拱で支間 107.5 m、拱矢 6.28 m を有す。三鉸拱の構は、二鉸拱の場合と同じく平行弦又は第484圖の形或は第485圖の如き形を有する。支間を短縮するために起拱點の鉸を內側に移せば、彎曲率を減じ著しく經濟となる。第 486 圖はセーヌ河に架した道路橋で 185 m の支間を有し、鉸は車道と同高の處に設け橋臺に碇着せし突桁に支承せらるゝ。



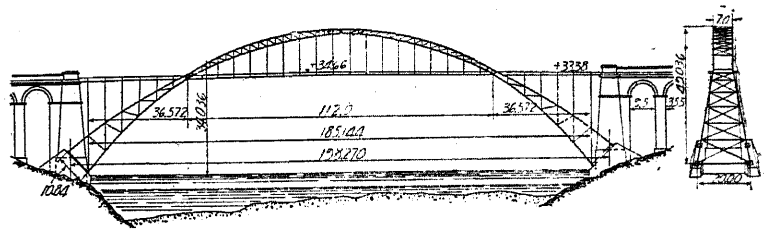
第　483　圖



第　484　圖



第　485　圖



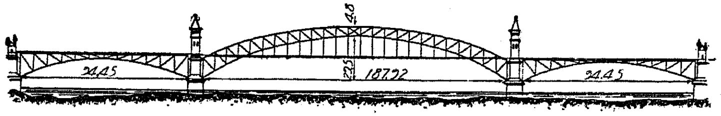
第　486　圖

5. 拱形　拱形は石工拱の場合と同様に、拱軸が自重及活荷重の半分が全支間に載れるときの壓力線に成るべく一致する樣に其の形を定むれば、各セクションに於ける彎曲率を最小ならしむることが出來る。自重が略等布するときは拱軸は拋

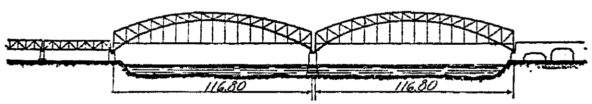
物線となるが、鋼拱の場合には材料の分布が種々で等布荷重とならないから、寧ろ美觀及上部構下の有效高等を考慮して拱形を定むることが多い。從て曲弦の格點は圓弧、拋物線、楕圓又は三心拱上に在る樣にする。

拱の支承と車道との間の高が徑間に比して少し小さいときに拱矢と徑間の比を適當ならしむるには、拱頂を車道の上部に置いて車道が拱を横ぎる樣にする（第481圖及第487圖）。

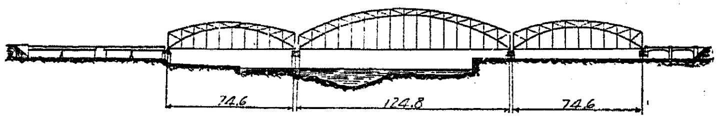
車道下に充分の高が必要なるときは、繋材を車道と同高に設くれば橋脚は水平推力を受けないことになる（第483圖）。車道が拱の下部にあるときは、繋拱（第488圖乃至第490圖）が最も廣く架設せらる。此の場合には反力は全く鉛直となり單桁と類似するから、普通の拱に要求するが如き鞏固な地盤でなくとも施工することが出來る。1900年以來獨逸では大きい道路橋及鐵道橋に此の式を用ひ、ウオルムス(116.3 m)、マインツ (116.8 m)、ケルン・ノルド (168.0 m) に架設したライン



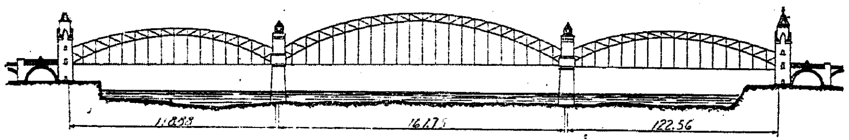
第　487　圖



第　488　圖



第　489　圖

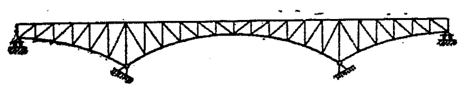


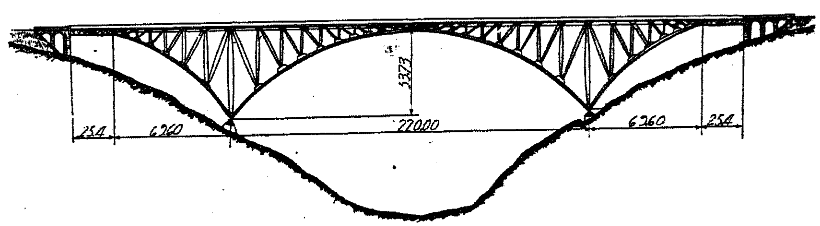
第　490　圖

河の橋及ハンブルグでエルベ河に架した橋（100 m）等は其の例である。

拱が全部車道の上部にあるときは、繋材は拱兩端の格點を連結する（第489圖及第490圖）。中路橋の場合には、車道の直接下の方に繋材を設けて兩格點を連結する（第488圖）。繋拱に於ける上下兩弦は、平行となさず兩端に向ひ構の深を大きくして、總ての分格には對風構を端柱には橋門構が設け得る樣にする。又或る場合には鈑拱にも繋材を附することがある。

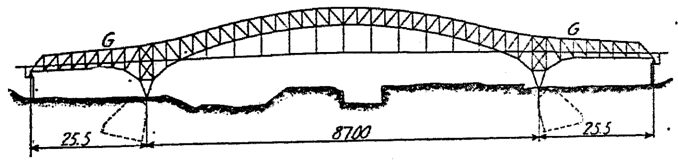
6. **突桁拱** (Cantilever arch) **及連續拱**　（1）突桁拱。拱は他の拱或は桁と連鎖して數徑間に亘り架設せらるゝことがある。此の場合に鉸を挿入すると挿入せざるとの工法があり、第491圖は水平の上弦を有する二鉸拱で、側徑間にある突桁は橋臺上に可動支承を有する。此の種類の拱は三次不靜定であるが、若し鉸を挿入すれば其の不靜定は取除かれる。第492圖は三徑間に亘る三鉸突桁拱で、側徑間には吊桁を有し支間 220 m、突桁長約 70 m、吊桁長 25 m である。


第　491　圖

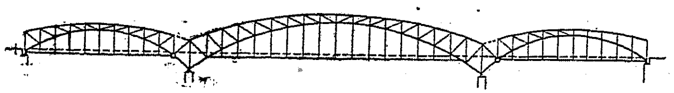


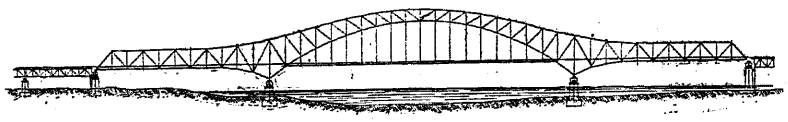
第　492　圖

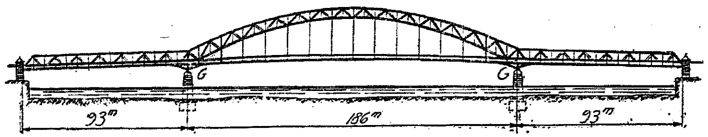
第493圖は伯林のヒンデンブルク橋で、起拱點と側徑間の G 點に鉸を挿入せるが故に一次不靜定である。第491圖



第　493　圖


第　494　圖

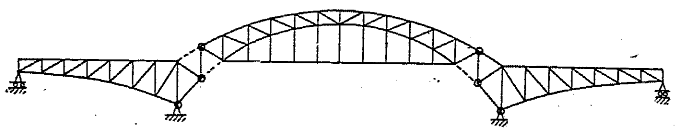

第　495　圖



第　496　圖

乃至第493圖の突桁は水平推力を減少するに効果がある。

第494圖は三徑間に亙る突桁拱を示し、中央徑間の拱は側徑間に鉸を有する繋拱で兩側の突桁も亦二鉸繋拱であり、此の形が突桁を有せざる個々の二鉸繋拱に比し有利なる點は、中央拱が其の突桁上に載れる側拱に依つて一部分荷重を受くること、橋脚には常に中心荷重が來るから其の應力が等布すること及支承が低い位置に在るので石工を幾分省略し得ることである。第495圖及第496圖に於ける主桁は何れも車道の上部に位し、中央拱は側徑間に突桁を有する二鉸繋拱で吊桁は單桁である。第495圖では中央拱の橋脚上に於ける高が著しく大きいのに、其の中央は側桁に比して甚だしく纖弱の感があつて外觀が良くない。第496圖の方は殆んど平行なる上下兩弦を有し、其の高も中央徑間及側徑間に於て略等しいので釣合ひが取れてゐる。

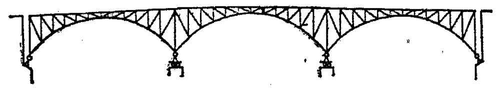

第　497　圖

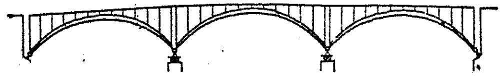
第497圖は側徑間の拱が中央徑間の方に突

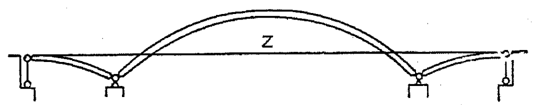
桁となれるもので、中央拱は二鉸繋拱となつてゐて、其の右には不動で左には橋軸の方向に可動的の鉸を有する。橋脚上の支承は固定され、橋臺上の支承は可動的である。中央の二鉸拱は全部車道の上部に、側拱は全部車道の下部に位する。

(2) 連續拱。第498圖は三徑間に亘り連續せるも鉸を有しない。橋脚上は可動支承で橋臺上は推力を受くるため固定支承となしてあるから三次不靜定である。

各徑間の拱を橋脚上で關節接合となさば一次不靜定となる（第499圖）。三徑間が皆相等しい長を有するときは、一徑間の拱に載荷せしとき生ずる水平推力は起拱點に固定鉸を有する拱の剪力の三分一に過ぎないで、連續拱の彎曲率は單獨の拱の場合より大きい。連續拱は外觀が美しくて、中間の橋脚は何等の推力を受けないから、其の大きさも極く小さくて濟む特長がある。

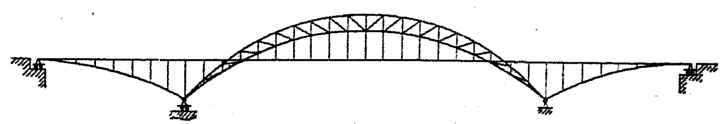

第　498　圖


第　499　圖

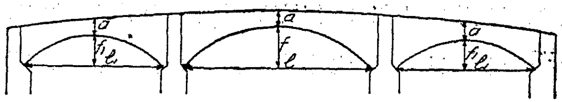


第　500　圖

第500圖はセーヌ河のパッシイに架した步橋で、中央徑間は二鉸拱であり、側徑間には半拱を架し、橋臺上に於ては上下に球窠を有する柱で之を支へ、兩橋臺上の柱は繋材で連結せり、繋材は中央拱とは連結してないから、側徑間に載荷せしときだけ働くことになる。中央徑間に載荷しても側拱に影響なく、又側徑間に載荷しても中央拱には何等影響を及ぼさない。第501圖は大體第500圖に類似するが、只中央徑間の左支點だ


第　501　圖

けが可動端となつてゐる。從て繫材は三徑間の內何れの徑間に載荷しても働くことゝなるから、何れの徑間に載荷しても他の二徑間の拱に影響する。

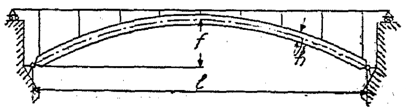


第 502 圖

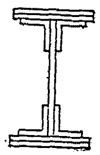
數徑間を有する上路橋に於て各徑間に單獨の拱を架する場合は第502圖の如く起拱點は同一水平面上に置く方が外觀がいゝ。道路橋に於ては一般に中央より兩端に向ひ下り勾配を附するから、兩側の徑間の拱矢が小さくなり、外觀を美しくするためには拱矢と徑間の比を總て同一となす事が最も利益であるから、拱矢を小さくすると同時に兩側の徑間も中央徑間より縮小する。一方のみに下り勾配を附すれば、拱矢及徑間が下り勾配の方向に急に減少して面白くない。

第六節 設計細目

1. 鈑拱 鈑拱は二鉸及三鉸拱として架設せられ、多くは拋物線又は圓形を成す。第503圖に於て $\frac{f}{l}=\frac{1}{7}\sim\frac{1}{10}$ となし、或る場合には $\frac{f}{l}=\frac{1}{15.5}$ となすが、其の時には水平推力が著しく大きくなる。徑間と荷重とが許すならば主桁の斷面は第504圖の如く一枚の腹鈑を用ひ、其の深は彎曲率の減少に應じて鈑桁の場合よりも甚だしく小さくする。



第 503 圖



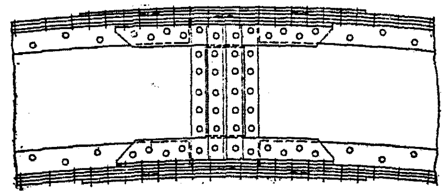
第 504 圖

鐵道橋に於ては $\frac{h}{l}=\frac{1}{40}$

道路橋に於ては $\frac{h}{l}=\frac{1}{60}$

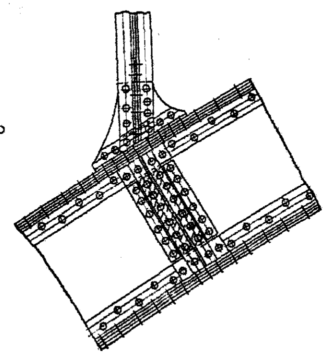
事情が許せば美觀を損せざる程度に於て h を高くすることが經濟的だが、二鉸拱の場合には溫度應力が $\frac{h}{l}$ に比例して增加する。不等邊山形鋼を用ひて其の長脚を水平に使へば等邊山形鋼よりも有效で、且つ桁の面と直角をなす方向に於ける彎折に對しても安全である。

鈑拱の斷面は彎曲率、直力及剪力に對して安全でなければならない。其の計算に當つては核心の彎曲率を求むるが便利なるも、豫め斷面を決定せざれば核心の位置を知ることが出來ないが、ミユーラー・ブレスラウ (Müller-Breslau) 氏は重心より核心に至る距離を腹鈑高の $\frac{5}{12}$ と與へた。腹鈑は多角形となさずして曲線となす方がよい。腹鈑の繼手は鈑桁の場合よりも短い距離に設くるが、小さい鈑拱に於ては拱頂と四分一點にのみ設くる。第505圖は拱頂の繼手で、第506圖は拱頂と起拱點間の繼手を示せり。



第 505 圖

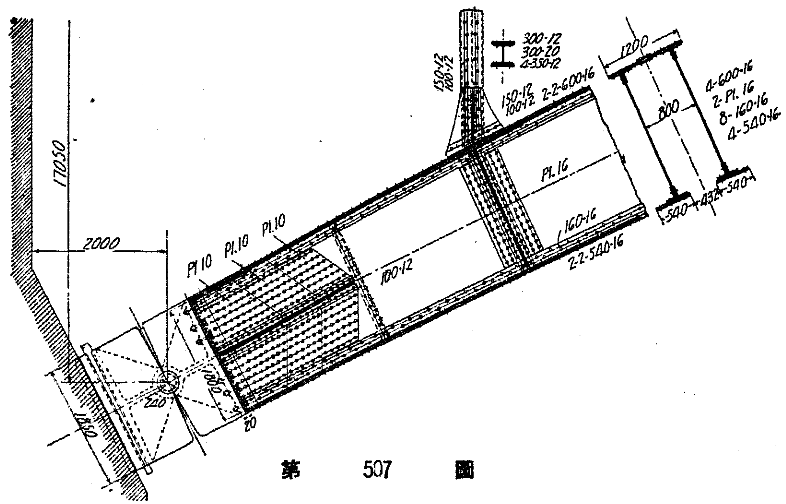
厚 10 mm 以上を有する腹鈑の車道を支ふる支柱の下にある部分、或は支柱が大きい距離を有するときは、其の中間の部分は鉛直又は放射に山形鋼を取付けて之を補剛する。



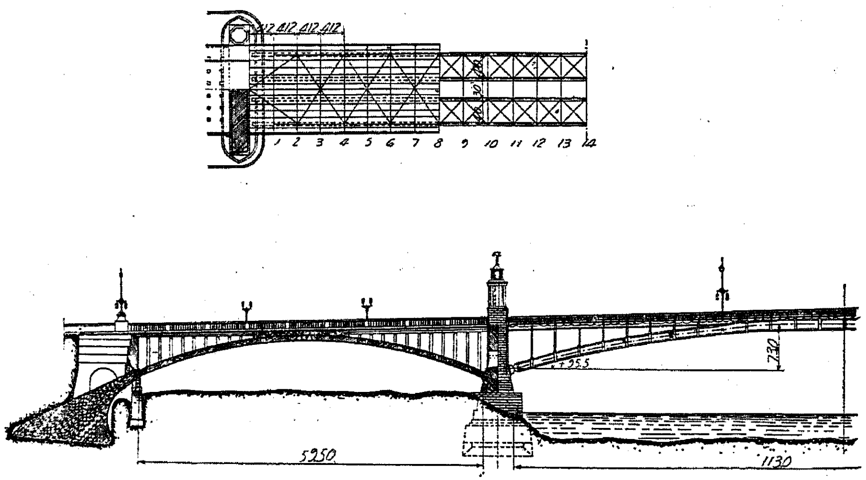
第 506 圖

所要の拱斷面が大きいときは腹鈑を二枚用ひ、此の場合には斷面內部の檢査及修繕をなすため、下部を開放して置くことが必要である。斷面が低くて破損せる鋲を取替ふる際下から掴むことの出來るときは腹鈑の距離を 30 cm 以上となす必要はないが、斷面が高いときは人が其の間に入つて仕事を爲し得るだけの間隔 60～66 cm が必要である。尙高い斷面の場合に人が其の內部に入り得るためには、下突縁の間隔は 40 cm 以上となし、上突縁と下突縁には略同じ斷面積を有せしむる（第507圖）。下路橋に於ては起拱點に向ひ腹鈑高を大きくして、普通繫材を挿入する。

第508圖乃至第512圖はマンハイム (Mannheim) のネッカー橋で、133 m の支間と 1.77 m の腹鈑高を有するが、拱頂では上弦を平らになして其の高を 1.50 m



第　507　圖

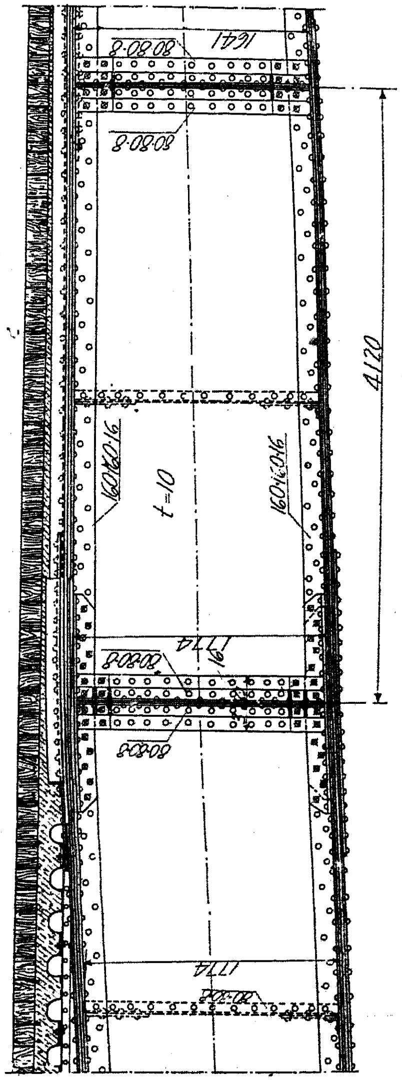


第　508　圖

に減じてある。

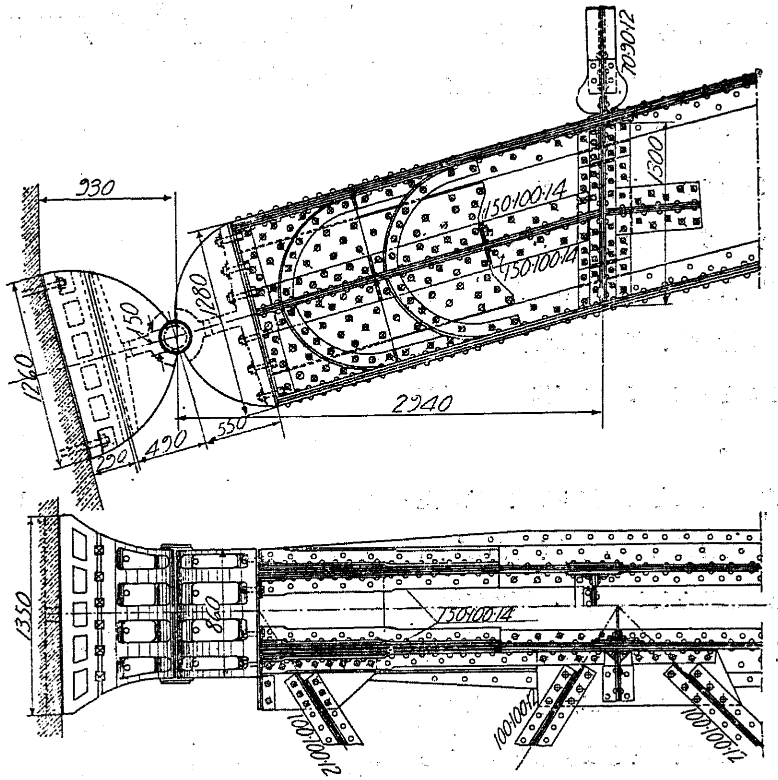
鈑拱は其の起拱點（三鉸拱に於ては拱頂をも含む）に於て腹鈑を補剛することが必要である。之には數枚の鈑を用ひ最下層のものは山形鋼間に挾み、最上層のものは山形鋼の外側を蔽ふて之に鋲結する。腹鈑が高いときは以上の外、山形鋼を拱軸の所及支承の中心より突緣の方に斜に用ひて腹鈑に鋲結することが有效である（第 510 圖及第 512 圖）。

車道の荷重を拱に傳ふる支柱は、上路橋の場合には壓力を受くるから彎折しない構造となし、第 513 圖に示すが如く山形鋼又は溝形鋼の集成斷面にて造り、d 及 e の形が最も適當してゐる。支柱が長いときは橋軸と直角の方向に對傾構を挿入し、又橋軸の方向にも水平支柱を用ひ長柱としての長を短縮することに努むる。支柱を拱と連結するには、拱の上突緣に山形鋼を以て鋲結せし繋鈑を用ふる。第 512 圖及第 514 圖に於ては、是等の山形鋼が拱突緣の一部をなしてゐる。



第　509　圖

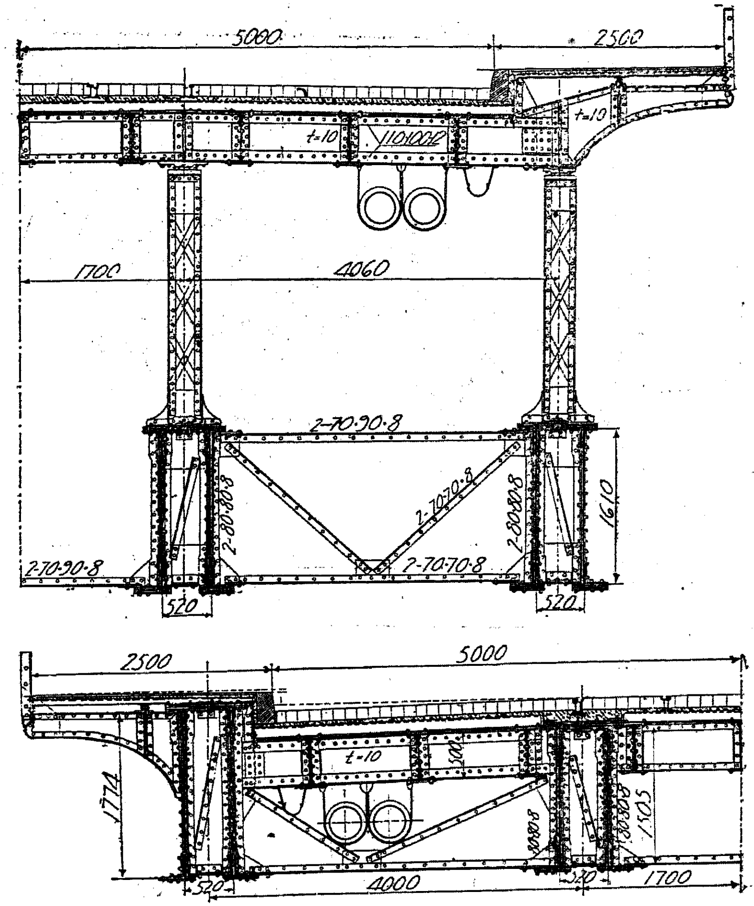
拱頂に於ける車道横桁は、直接拱の上部か或は主桁の間に取付くる事に依り車道を緊結し、之に作用する縱荷重を拱頂に傳達することが出來る。鐵道橋に於て



第 510 圖

は横桁間を制動荷重に抵抗する構造となす。車道を拱頂に緊結するときは、溫度の變化に因つて支柱の頭部の變位が其の足部に比し拱端に近づく程大きくなるから、拱に固定せし支柱には彎曲率が生じ、拱矢が低い程又支間が大きい程彎曲率も大きくなる。

支柱と縱桁とが緊結してあれば、車道の伸張は全部支柱の上端に傳はる。



第 511 圖

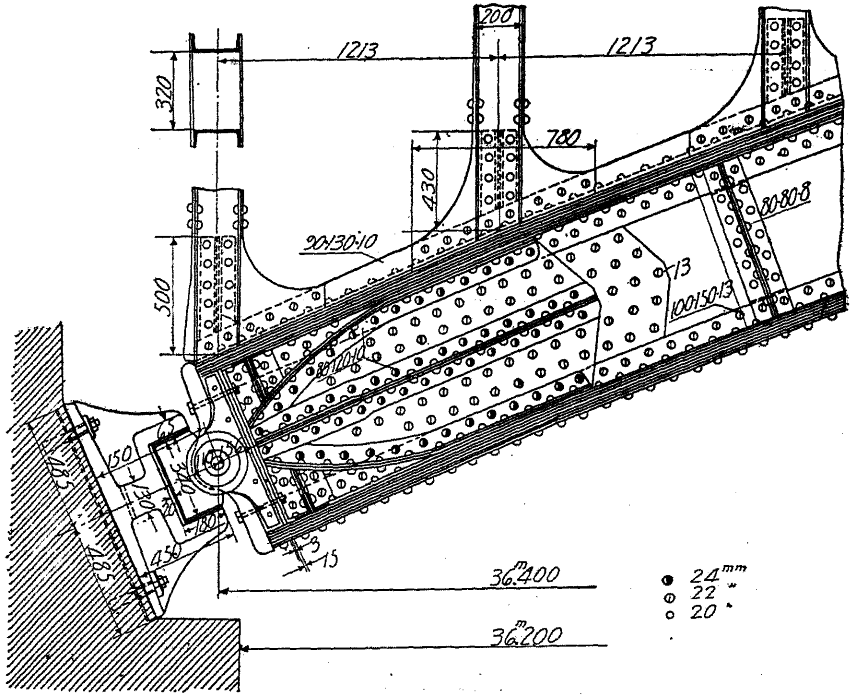
第 515 圖に於て

x は拱頂の原點より支柱に至る距離

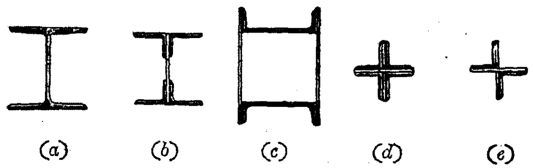
z は支柱の高

J は拱面に直角の軸に對する支柱斷面の惰性率

b は同上の幅



第 512 圖



第 513 圖

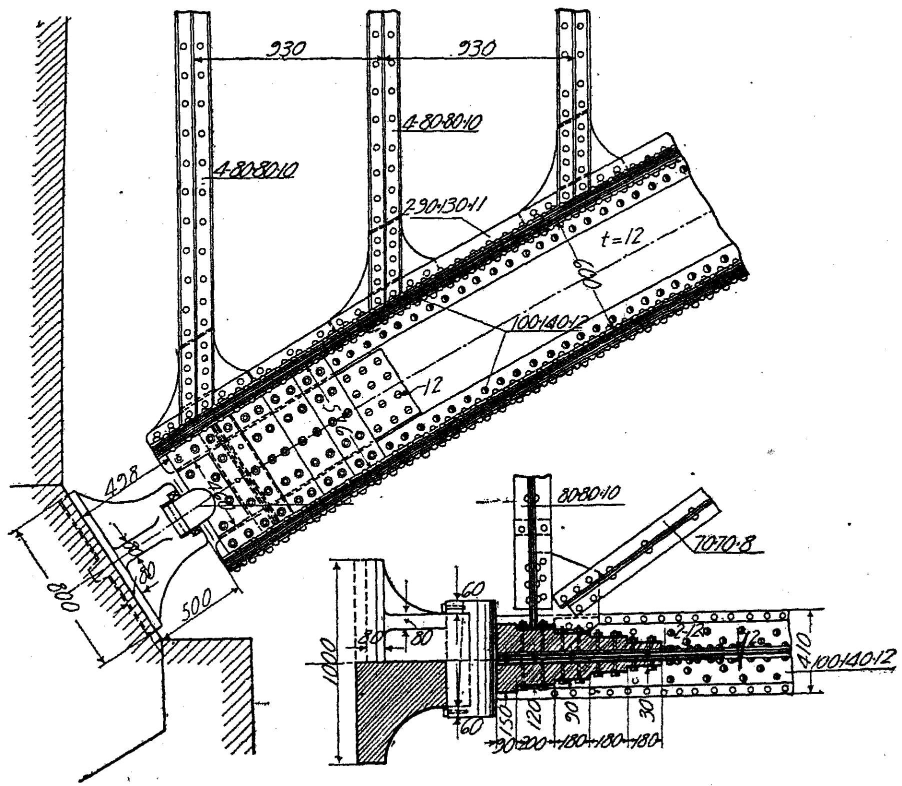
δ は支柱頭の其の足部に對する變位

とせば

$$\delta = \omega t x$$

支柱の固定端に於ける彎曲率は

$$M = \frac{6EJ\delta}{z^2}$$



第 514 圖

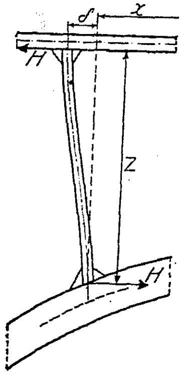
纖維應力は

$$f = \frac{M}{J}\ \frac{b}{2} = \frac{3E\delta b}{z^2} = 3E\omega t\,\frac{xb}{z^2}$$

$E = 2\,100\,000\ kg/cm^2$、 $\omega = 0.000012$、 $t = 30°C$ に對しては

$$f = 2\,268\,\frac{xb}{z^2} \quad \cdots\cdots(99)$$

起拱點上の支柱に對しては $x = \frac{l}{2}$ で $z = z_o$ とせば



第 515 圖

$$f_o = 1\,134\,\frac{lb}{z_o^2} \cdots\cdots\cdots\cdots (100)$$

$E = 2\,200\,000\ kg/cm^2$、 $\omega = 0.000012$、 $t = 30°C$ とせば

$$f = 2\,464\,\frac{xb}{z^2} \cdots\cdots\cdots\cdots (101)$$

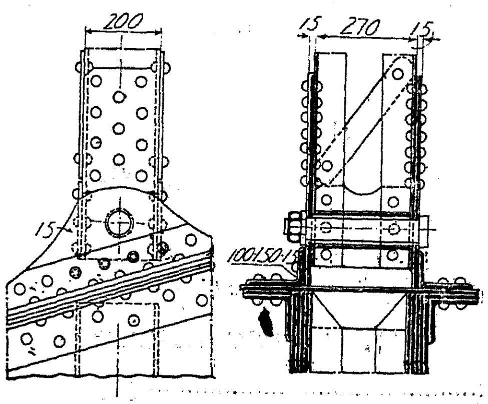
$$f_o = 1\,232\,\frac{lb}{z_o^2} \cdots\cdots\cdots\cdots (102)$$

一般に、特に同一幅の支柱に於ける最大纎維應力は、最高の支柱でなく徑間の中央に近い支柱に生ずる。實際に於ける纎維應力は、(99) 乃至 (102) 式に依つて算出せる値には達しない。何となれば、變形は常に支柱端の歪みと一緒になつてゐるから、完全に固定せりと云ふ假定は、嚴格なる意味では當つてゐないからである。第 521 圖に於て、端支柱に對する計算は

$$l = 3\,640\ cm、\quad z_o = 391\ cm、\quad b = 20\ cm$$

$$f_o = 1\,232 \times \frac{3\,640 \times 20}{(391)^2} = 584\ kg/cm^2$$

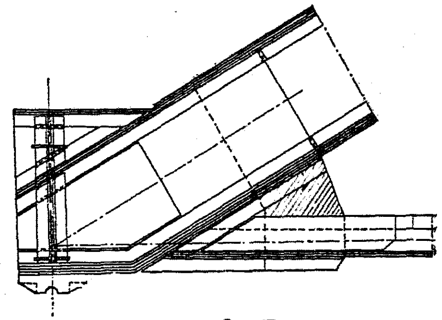
支柱に彎曲率を生ぜしめないためには、支柱と拱及縦桁とを關節連結となす。其の場合には拱面に直角をなし、拱の上突縁若くは縦桁と山形鋼に依つて緊結せる繋鈑を以て鉸を造る、第 510 圖は其の一例である。支柱を形成する山形鋼の兩外側に鋲結し、圓味を附した 8 mm の鈑が弱い鉸點の被覆となり、歪みを妨げない樣に切斷してある。他種類の鉸は第 516 圖の如く、二溝形鋼より成れる支柱の外側に 15 mm の鈑を鋲結し、其の下にある 15 mm の繋鈑と接觸し、繋鈑は或る半徑の曲線となしてあるから、摩擦のない轉動が生ずることになる。ピンをゆるく挿入してあるか



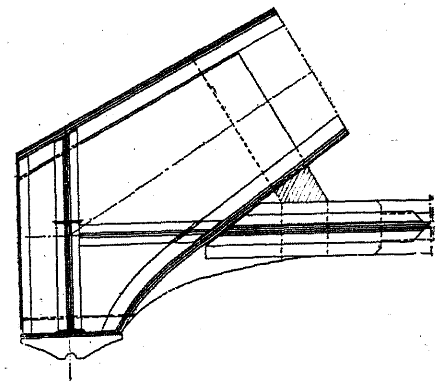
第 516 圖

ら何等の壓力を受けない。支柱の上端の鉸も球承或は點承となさば彎曲率を生じない。

鈑拱に繋材を用ふる場合は、其の軸は拱軸と支承を通る鉛直線との交點に置く(第 517 圖)。支承上に充分の高を必要とするときは、第 518 圖の如く拱の高の中央に、或は第 519 圖の如く拱の下部に連結する。繋材の連結は拱の腹鈑を添接する用を兼ぬるか、或は繋鈑を腹鈑上に鋲結することに依つて拱腹を補强することとなる。

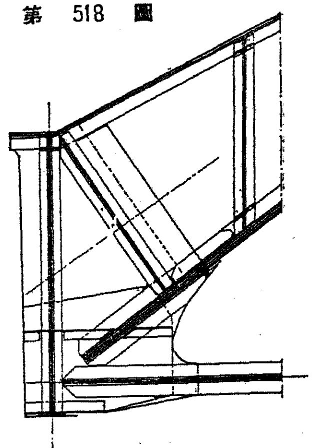


第 517 圖

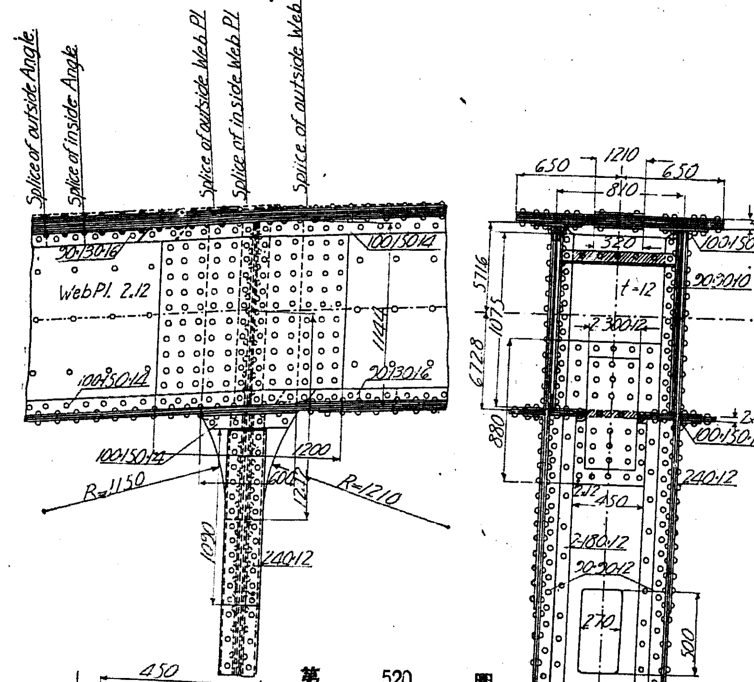


第 518 圖

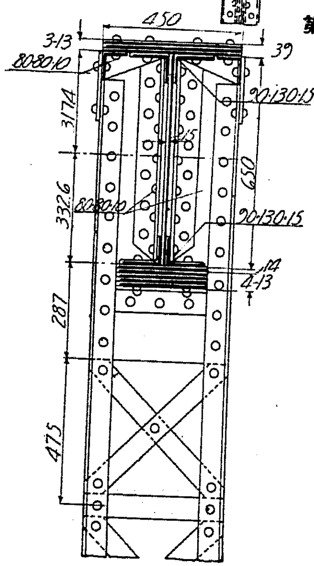
下路橋に於ける吊材は、剛度を保たしめねばならない。拱の側面に對する安全度を増加するため、拱構の一部として作用せしめんと欲せば剛度は特に重要である。十 斷面は完全でないから、普通廣い突縁の壓延桁若くは鈑と山形鋼より組み立てた ⊢⊣ 斷面を使用する。第 520 圖は其の一例で充腹となし、必要あらば之に孔を穿つことも出來る。拱肋の腹鈑が一枚のときは、第 521 圖の工法が用ひらるゝ。腹鈑が二枚對立のときは、吊材の幅は腹鈑の間隔と同一となす。第 520 圖に於ける函形斷面の各腹は、厚 12 mm の二枚



第 519 圖



第 520 圖

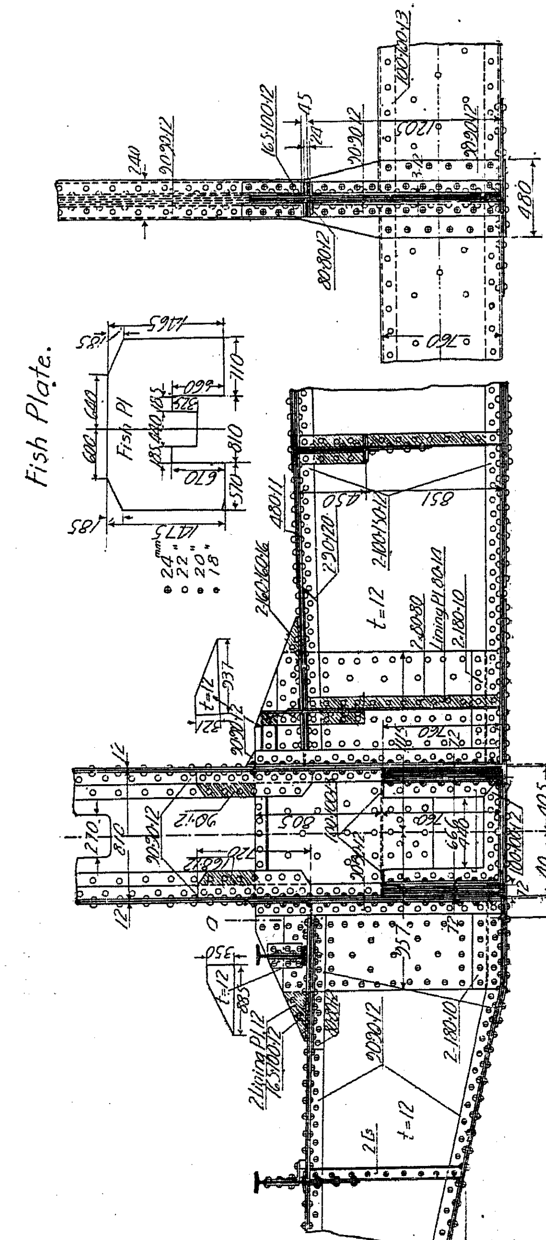


第 521 圖

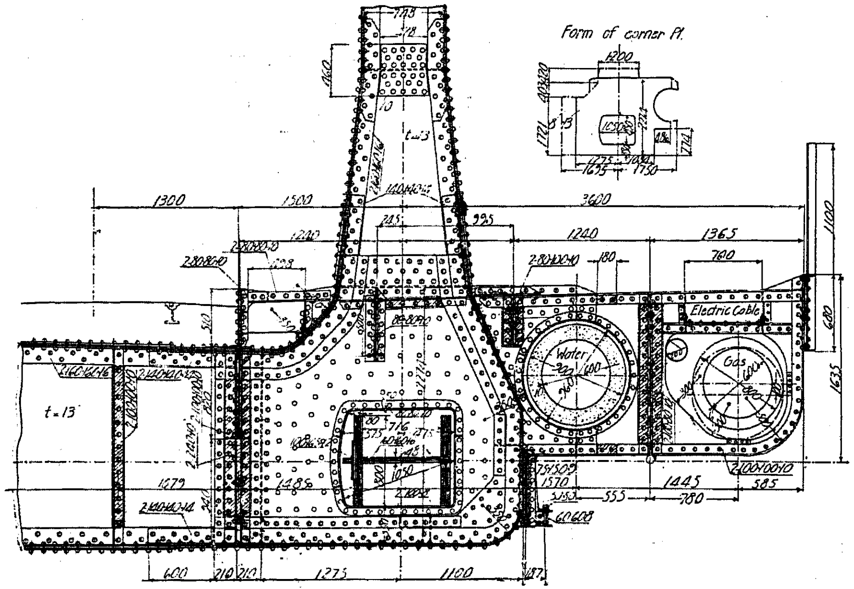
の鈑で出來てゐる。其の内の一枚は蓋鈑の切れ目を通して下方に突出し、繋鈑の代理をなしてゐる。腹鈑の兩外側に添接鈑を用ひてあるが、之は格點に於ける內側の鈑の繼手用添接鈑も兼用することになる。蓋鈑の切口に當る部分には下方より外側に一山形鋼を鋲結し、吊材の腹鈑には、二重の添接鈑を以て拱肋の隔鈑と連結せり。

吊材の下端を横桁及繋材と取付くる工法は、第522圖及第523圖に示せるが如し。

2. **構拱** (Trussed arch)

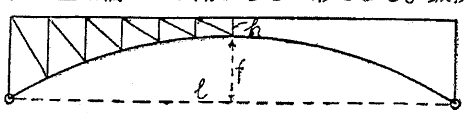


第 522 圖



第 523 圖

(1) 構腹拱。水平上弦を有するため上路橋にのみ用ひらるゝ形である。鈑拱と同樣に拱頂での構高は小さくて足りる。外觀は美しいが、上弦には構造上の見地より應力に對して必要とする以上の斷面を用ひ、又綾構にも數多の材料がいるので全部の鋼重は可なり大きくなる。下弦の格點は拋物線或は圓弧上に置き、格點間の弦は直線又は曲線となす。



第 524 圖

拱矢は普通 $f = \frac{1}{7} \sim \frac{1}{9} l$

時に $\frac{1}{17} l$ となすことあり、h は $\frac{1}{30} l$ 或は之以上となし、若し構造高の制限を受くるときは、拱頂部分を鈑拱となし h を $\frac{1}{60} l$ に短縮する。格間長は支間の四分一點に於ける斜材が、水平と四十五度の角度をなす樣に定むる。上弦、下弦及腹材の斷面は單構に述べたるものと同一となす。

弦の高に對してシャーバー氏は $h' = \frac{2}{3}\left(l - \frac{l^2}{400}\right)$ に一致せ式を與へ、一般には $h' = \left(l - \frac{l^2}{400}\right)$ 式を採用する。式中 h' は cm で、l は m で表はす。メラン氏は

$l \gtreqless 50\,m$ ならば $h' \gtreqless 0.01\,l$

$l = 50 \sim 150\,m$ ならば $h' \gtreqless 0.008 \sim 0.006\,l$

を與へた。

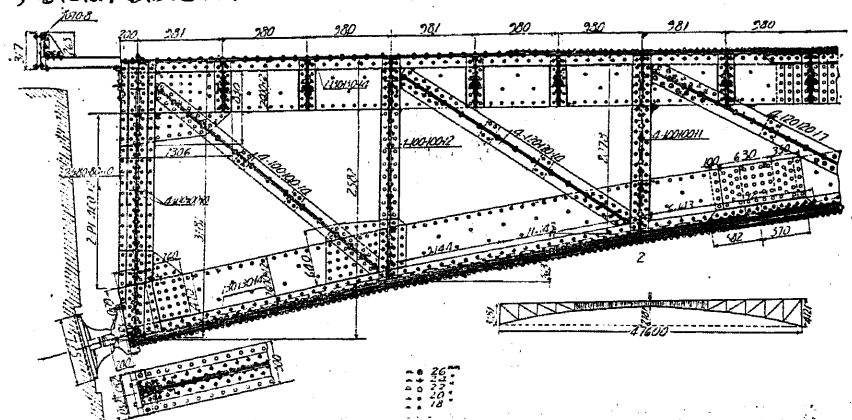
弦に二枚の腹鈑を用ふるときは、其の間隔は次の通りとなす。

普通の徑間 $b = h' - 0.1\,l$ (b と h' は cm で、l は m で表はす)

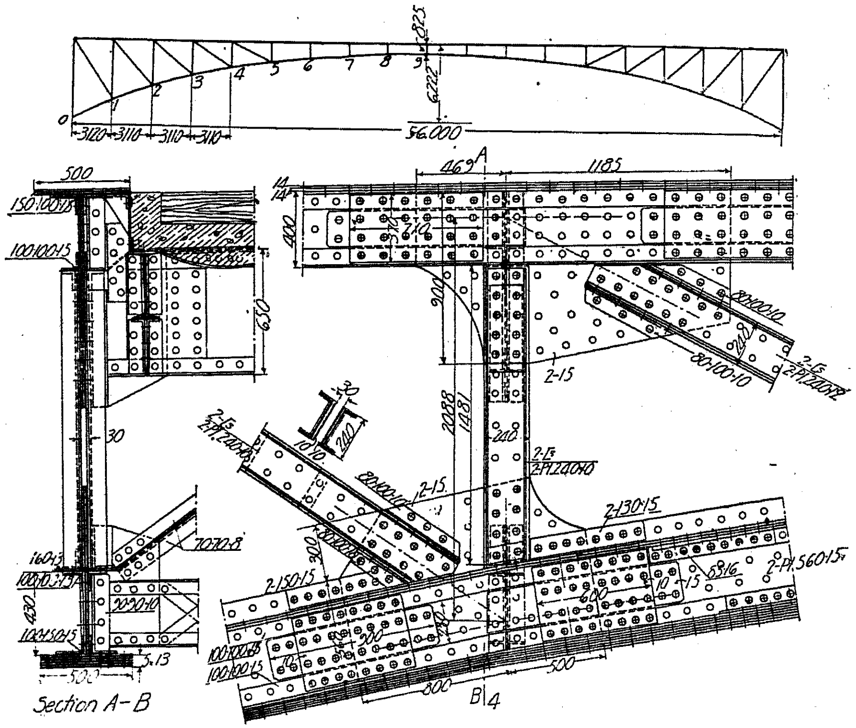
長い徑間 $b = h' - 0.2\,l$ (同上)

第525圖はプラーグのニクラス道路橋で、支間 $47.6\,m$、拱矢 $2.78\,m$ であるから $f = \frac{1}{17} l$ であつて、拱頂に於ける鈑拱の深は $0.887\,m$ で $\frac{1}{54} l$ に相當する。

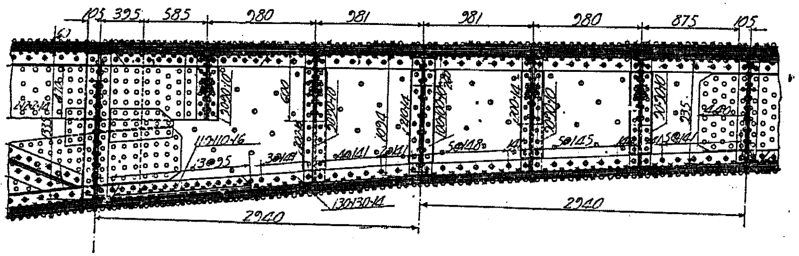
第526圖はウキンの市街鐵道橋で、支間 $56\,m$、橢圓形をなす下弦の拱矢は $5.397\,m$、拱頂に於ける鈑拱の核心距離は $0.825\,m$ であるから $\frac{1}{68} l$ に相當する。扁平拱に於て、溫度變化及橋臺變位のため生ずる拱頂斷面の過度應力を輕減するには、頂鉸を設くることが必要である。



第 525 圖



第　526　圖



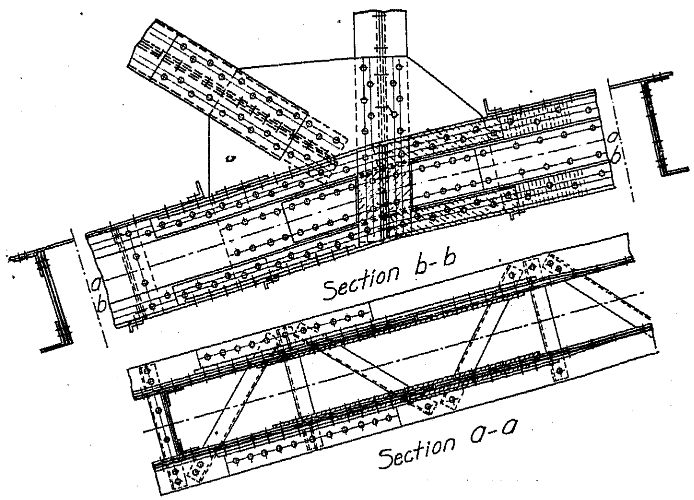
第　527　圖

第527圖に於ける⊥形弦の腹鈑は各二枚の 12 *mm* 鈑より成り、鈑拱の部分

の二腹鈑も亦同厚となし、二腹鈑の繼手は錯列させ、鈑の兩側には 14 *mm* の添接鈑を當てゝある。突縁山形と蓋鈑とには、鈑拱と構拱とを連結する附近に繼手を設けて、鈑拱の大きい材片を工場で製作し、現場に於ける鋲工を制限するの便に供したり。

300～400 cm^2 より大なる弦斷面に對しては一般に二腹鈑を用ひ、上弦が ⊓ 形又は][形ならば、下弦には同樣の形を逆さまにして用ふるか、若くは ⊥⊥ 形或は][形を使用する。弦は彎曲しない樣にせねばならぬから、二腹鈑の場合は格點間に少くも二つの隔鈑を鋲結し、其の開いた側には山形鋼の綾釘を用ふる。

第528圖は支間 48 *m* 拱の下弦の格點を示すのであるが、格點の右側の腹鈑と左側の弦の內側腹鈑との繼手は、交叉角の二等分線上に置き繫鈑を以て被覆せり。

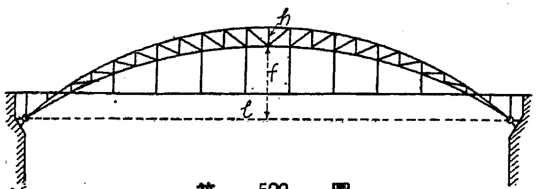


第　528　圖

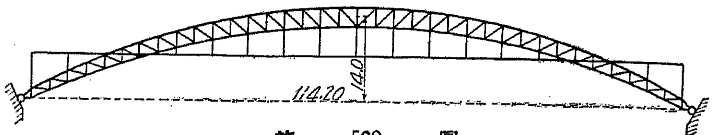
左側の弦の外側腹鈑と右側の弦の側鈑とも交叉角の二等分線上に繼手を有し、側鈑と同一寸法の添鈑を被せてある。

（2）構肋弦。（a）弦月拱。第529圖及第530圖は其の例であるが、車道が拱を中斷するときは普通繫材を用ひないが、車道が兩橋臺上の起拱點を結ぶ線上に

在るときは繫材を挿入する。構肋拱に於ては、弦の力が均一で腹材の應力が小さいから、之を繫鈑なくして直接弦に取付くることが出來るので、經濟的の形に造ることを得。



第　529　圖



第　530　圖

構肋拱には、第529圖及第530圖の如き二種の形があり、格點は拋物線上に置き、格點間の弦は直線若くは曲線となす。格間長を定むるには美觀を主とするが、又兩端の斜材が弦と甚だしき鋭角をなさない樣に選ばねばならない。格間長が短いときは一つ置きの格點に吊材を設け、格間は直線となすよりも少し曲線となす方がよい。

$f=\frac{1}{7}l$ が最も良い比であるが、尙 $f=\frac{1}{4}\sim\frac{1}{15}l$ となすことあり、$h=\frac{1}{15}\sim\frac{1}{45}l$ となすも、最も美觀を呈せしむるには $h=\frac{1}{30}l$ となす。

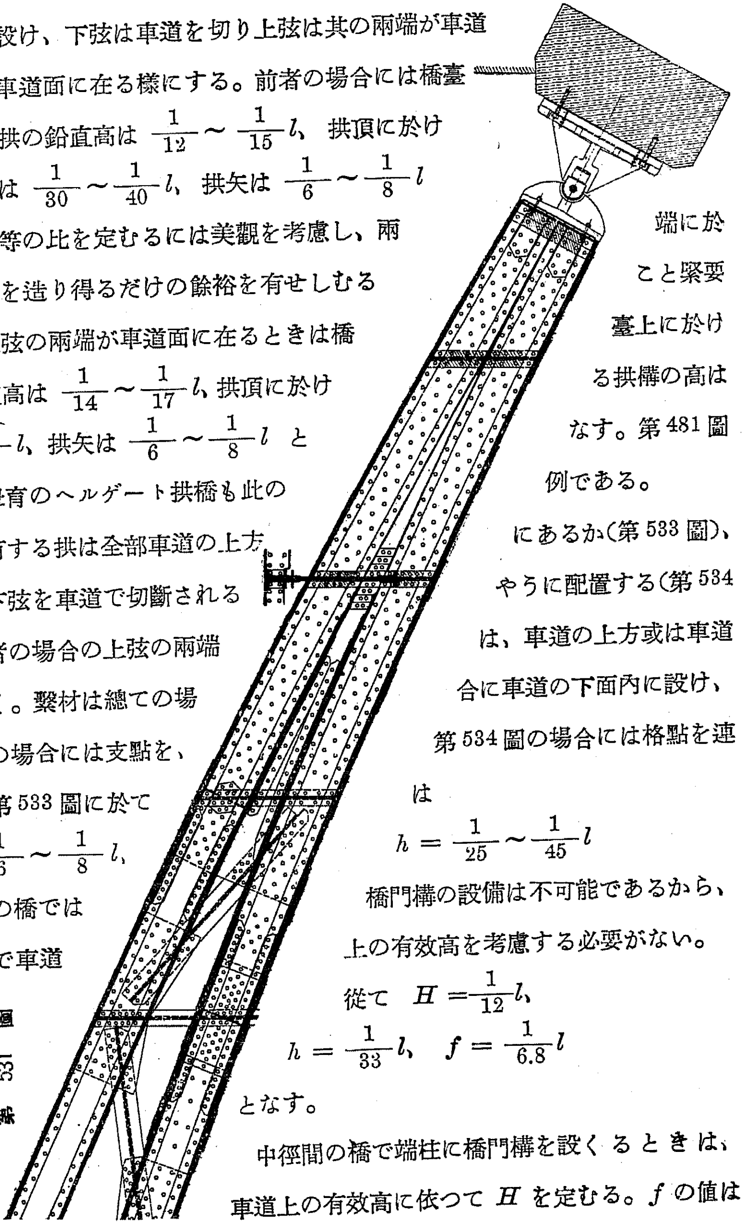
第529圖の起拱點の構造は第531圖に明かで、弦は其の全高の儘支承まで導かれ、最初の斜材の處までは兩弦は內部にある鈑で相互に連結されてゐる、斜材には弦の間に入り得る樣な斷面を選めば、繫鈑を小さくすることが出來る。

第532圖は同上形のもので繫材を有するものゝ支承附近に於ける細目である。

(b)　上下兩弦が曲線をなして其の距離が兩端に近づく程大きくなれる拱。無鉸の場合には、支承點の處で弦が受くる張力を最小ならしめ、所要の鈎着を最小ならしむるため第478圖の形を選ぶ。

二鉸拱は上路橋の場合にのみ用ひられ、拱兩端の鉸は橋臺及橋脚に水平推力に

因る不利益の應力を受けしめざるため、出來るだけ車道の下で低い所に設け、下弦は車道を切り上弦は其の兩端が車道の上方或は車道面に在る樣にする。前者の場合には橋臺上に於ける拱の鉛直高は $\frac{1}{12}\sim\frac{1}{15}l$、拱頂に於ける拱構の高は $\frac{1}{30}\sim\frac{1}{40}l$、拱矢は $\frac{1}{6}\sim\frac{1}{8}l$ となす。是等の比を定むるには美觀を考慮し、兩端に於ては橋門構を造り得るだけの餘裕を有せしむること緊要である。上弦の兩端が車道面に在るときは橋臺上に於ける拱の鉛直高は $\frac{1}{14}\sim\frac{1}{17}l$、拱頂に於ける拱構の高は $\frac{1}{30}\sim\frac{1}{45}l$、拱矢は $\frac{1}{6}\sim\frac{1}{8}l$ となす。第481圖に示せる紐育のヘルゲート拱橋も此の例である。



第531圖

繫材を有する拱は全部車道の上方にあるか(第533圖)、或は其の下弦を車道で切斷されるやうに配置する(第534圖)。後者の場合の上弦の兩端は、車道の上方或は車道面內に置く。繫材は總ての場合に車道の下面內に設け、第533圖の場合には支點を、第534圖の場合には格點を連結する。第533圖に於ては

$$f=\frac{1}{6}\sim\frac{1}{8}l,\quad h=\frac{1}{25}\sim\frac{1}{45}l$$

小徑間の橋では橋門構の設備は不可能であるから、端柱の所で車道上の有效高を考慮する必要がない。從て $H=\frac{1}{12}l$、

$$h=\frac{1}{33}l,\quad f=\frac{1}{6.8}l$$

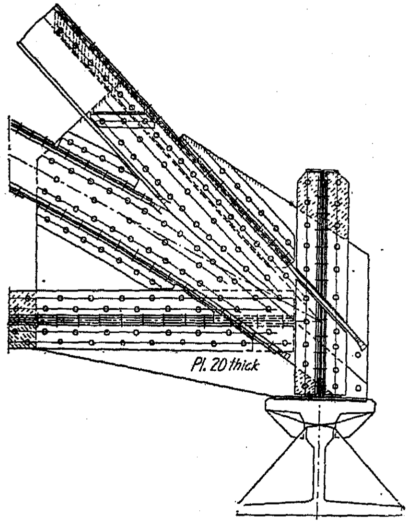
となす。

中徑間の橋で端柱に橋門構を設くるときは、車道上の有效高に依つて H を定むる。f の値は

H が少くも $\frac{1}{20}l$ となる樣に定め、$h=\frac{1}{33}l$ とす。大徑間の橋では、H は橋門構及路面上の有效高の制限を受けないから、外觀の點より決定して差支ない。此の場合は

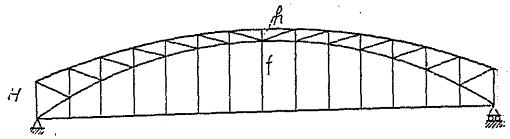
$$H=\frac{1}{12}\sim\frac{1}{17}l$$

となす。格間長は拱頂に於ける斜材の傾斜が、餘り偏平とならざる程度と美觀とを考慮して決定する。格點は拋物線若くは索多角形を形成し、支間及格間長が短いときは格間を曲線となし、支間及格間點が長いときは多くは直線となす。

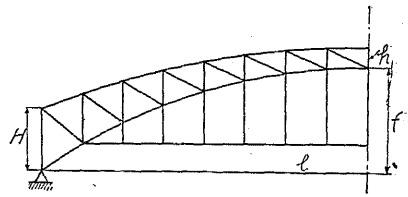


第 532 圖

部材の斷面。小さい橋では其の斷面は單腹となし、下弦の繫鈑は吊材を取付くるため、第535圖の如く弦斷面の中央を貫通する。從て下弦の蓋鈑は左右兩部に切斷されてゐて、繫材は第536圖の形を有する。

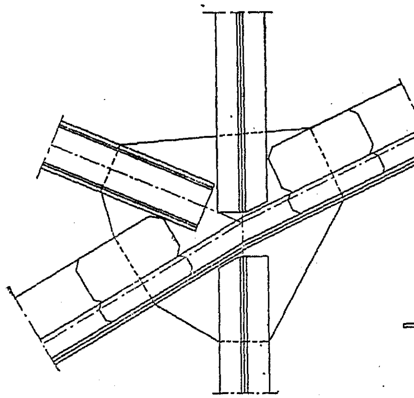


第 533 圖



第 534 圖

一般に上弦斷面は][形、下弦斷面は] [形に造り、其の高は $h'=\frac{2}{3}\left(l-\frac{l^2}{400}\right)$ となし、又屢 $h'=\left(l-\frac{l^2}{400}\right)$ となすことがある。h' は cm で、l は m で表はす)。垂直材の斷面には][形、斜材には] [形を選び、吊材には第537圖乃至第539圖（應力の大なるとき）の形を、繫材には第540圖及第541圖の形を用ふる。

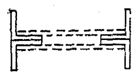


第 535 圖

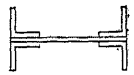
第 536 圖

格點の例。第542圖に於ては、右側弦の側鈑 400×12 は楔形の塡材を用ひて繫鈑の裏側に鋲結し、右側 440×16 の側鈑と左側 180×16 の側鈑との接合は、格點に於ける交叉角の二等分線上に置き、接合個所には上下山形鋼の水平脚間の幅を有する添接鈑を被せ、同時に山形鋼の脚の添接鈑を兼用せしめてある。

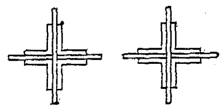
第 537 圖



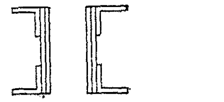
第 538 圖



第 539 圖



第 540 圖



第 541 圖

第543圖は下蓋鈑を有する例で、第544圖は上弦の格點を示してゐる。

第545圖は吊材の取付を示し、第546圖は ╋ 形の吊材を拱の垂直材の腹鈑に取付くる方法を示してゐる。

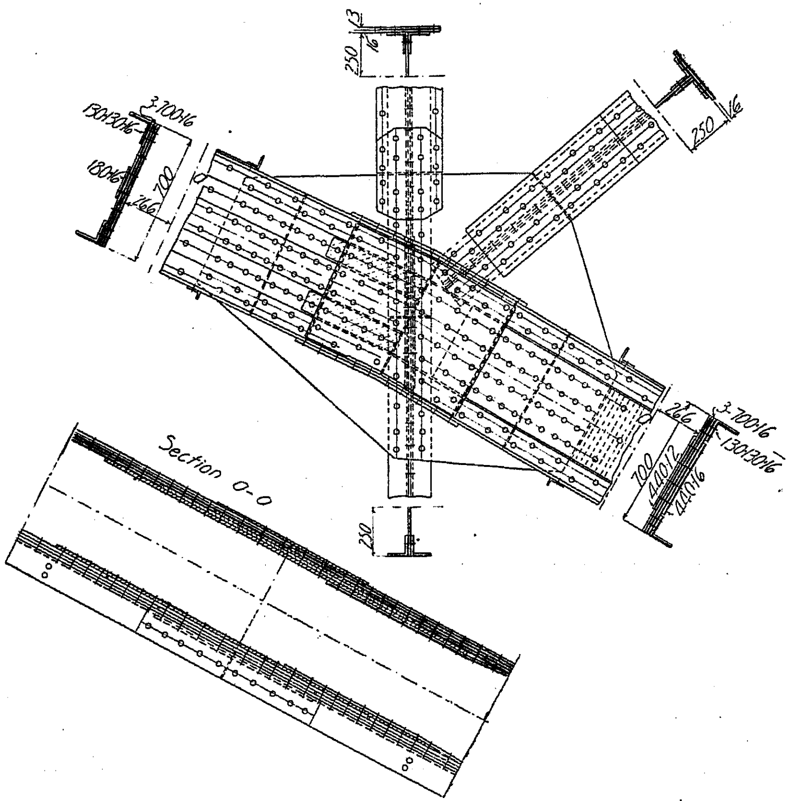
第547圖は第534圖の拱に於ける繫材の取付を示し、第548圖は突桁式拱の B 點に於ける細目を示してゐる。

（c）補剛拱。拱の兩端に固定鉸を有し拱自身は不屈の形體ではないが、其の上部に存在する補剛構に依つて不屈のものとなつてゐて、美觀を有するので街路橋等に用ひられる。

$$f=\frac{1}{7}l$$

$$h=\frac{1}{25}\sim\frac{1}{35}l$$

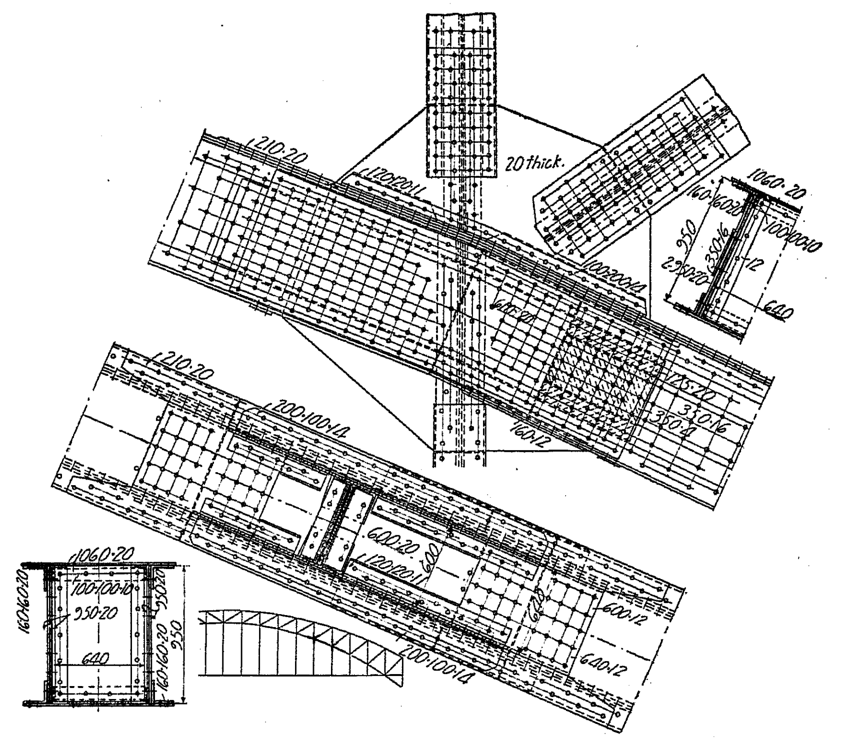
拱と補剛構の下弦とを拱頂の一點に一致せしめない場合（第549圖）は、橋臺



第 542 圖

上に於ける補剛構の支承を固定となし、橋軸の方向に作用する水平力を負擔せしむる。

然し溫度の變化に因つて生ずる縱の移動は一方の橋臺より他方の橋臺に擴がり、拱頂の短い支柱に無理の應力を生ずるから此の工法は餘り推賞されない。故に縱の水平力を拱の中央に傳達するために、拱の斷面と補剛構の下弦とを拱頂で



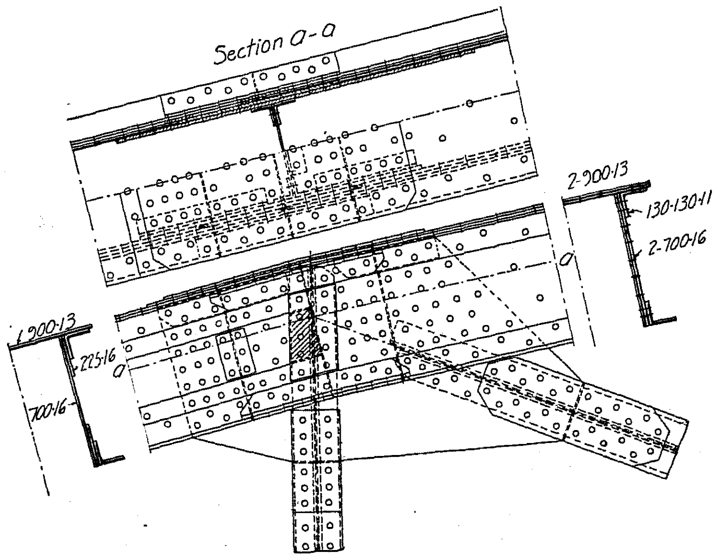
第 543 圖

連結し、夫等の重心が一致する樣に造れば宜敷いが、其の工法困難なるが故に、拱の頂點を補剛構下弦の重心線より、略拱斷面の高さだけ深い處に置く方がよろしい。

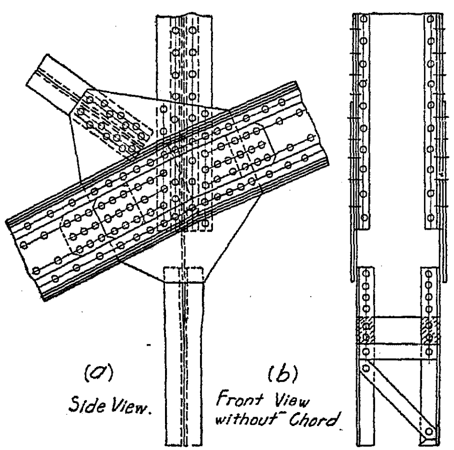
$$h = \frac{2}{3}\left(l - \frac{l^2}{400}\right)$$

となし、h は cm、l は m で表はす。

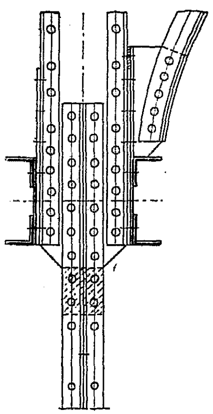
第 550 圖は單腹のとき、第 551 圖は複腹の場合の下弦及拱の格點を示すもので



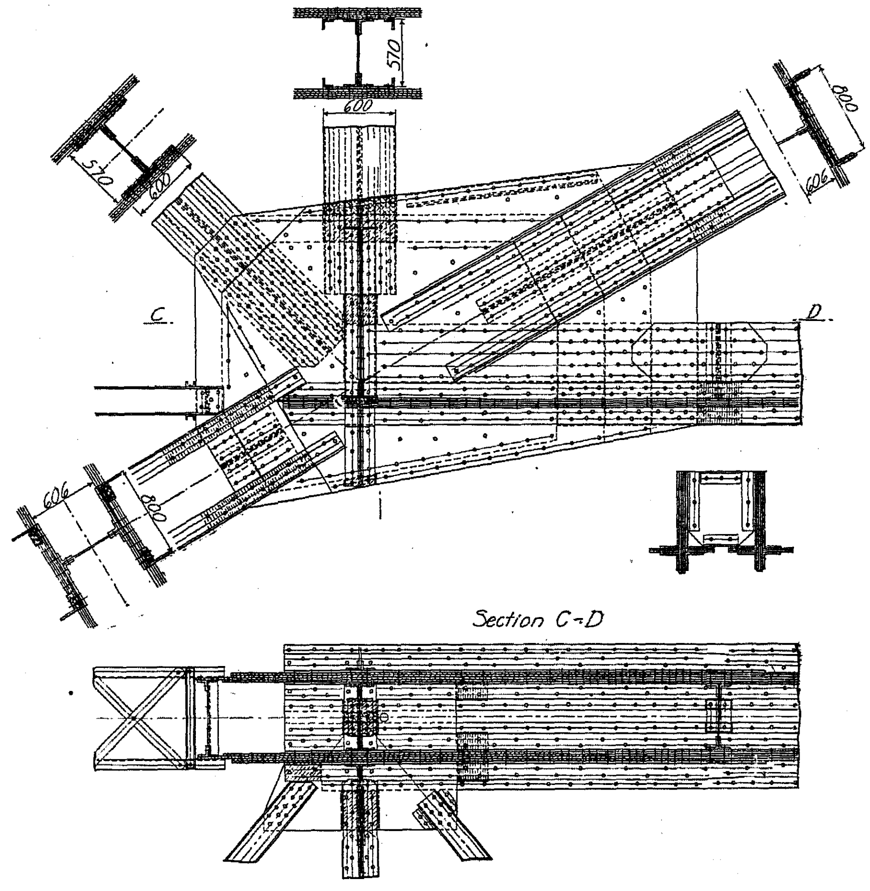
第　544　圖



第　545　圖



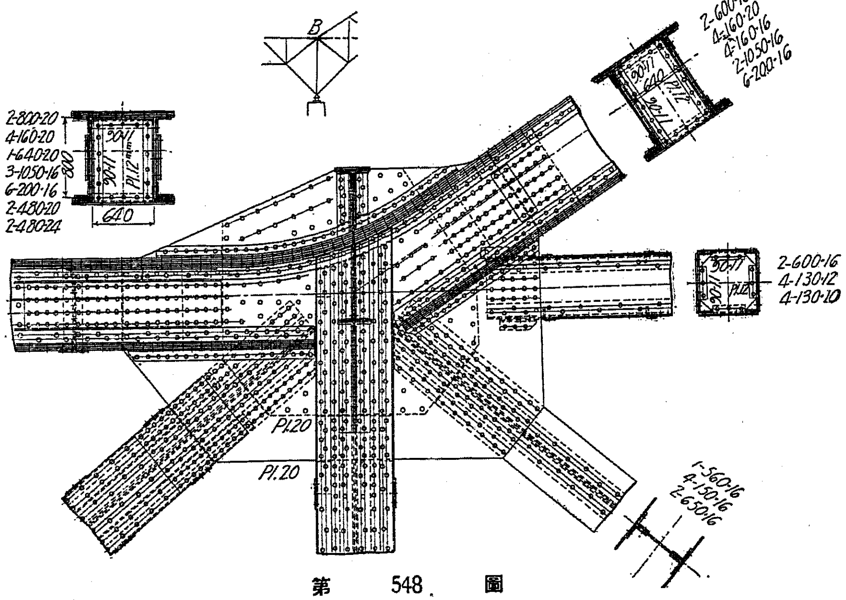
第　546　圖



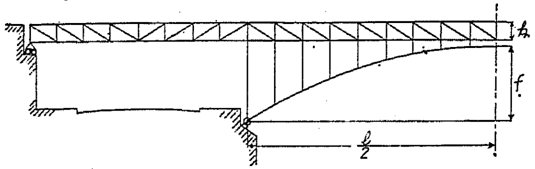
第　547　圖

ある。

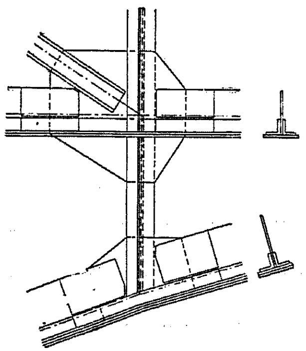
第552圖は單腹の場合の拱頂の格點で、拱と下弦とは共通なる繋鈑を有してゐる。第553圖は複腹の場合の格點を示し、][形の下弦の內側及 ┛┗ 形の拱の外側に在る繫鈑で拱と下弦とを連結し、斷面の總ての部分は此の格點に接合を有してゐる。



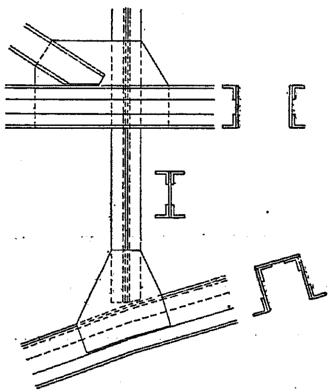
第 548 圖



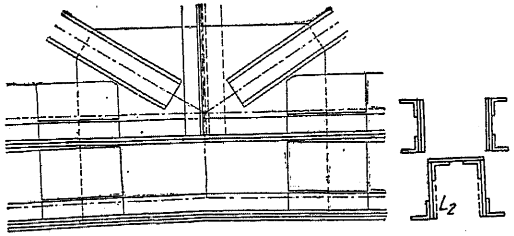
第 549 圖



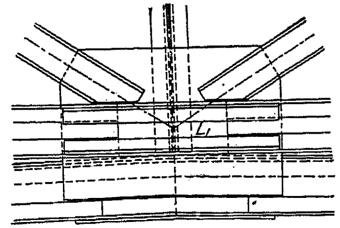
第 550 圖



第 551 圖

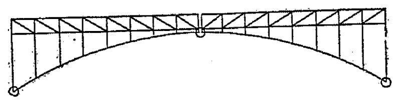


第 552 圖

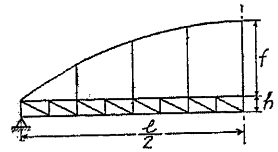


第 553 圖

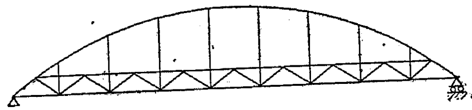
第 549 圖の上部構は三次不靜定である。補剛構は四支點を有する連續桁で四支點中二支點は橋臺上に、他の二支點は起拱點の各振子柱上に造られるので二次不靜定となる。補剛構に鉸を挿入すれば不靜定は全部無くすることを得、第 554 圖は其の例で靜定拱となつてゐる。



第 554 圖



第 555 圖



第 556 圖

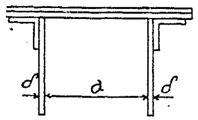
第 555 圖及第 556 圖に於ける補剛構は、單構と同樣に一端固定他端可動の支承を有し、繋材の代理となつて水平推力を受くる。

$$h=\frac{1}{25}\sim\frac{1}{40}l$$

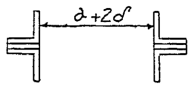
$$f=\frac{1}{8}\sim\frac{1}{10}l$$

となす。

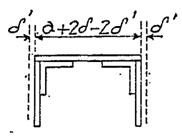
此の場合には、拱と補剛構の上弦とを桁の兩端で集むることが出來るから、拱の斷面は複腹となす。拱の斷面は第 557 圖の如くし、補剛構の上弦は第 558 圖及第 559 圖、下弦は第 560 圖の如くなし、第 561 圖は格點の詳細圖である。



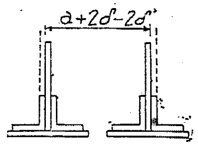
第 557 圖



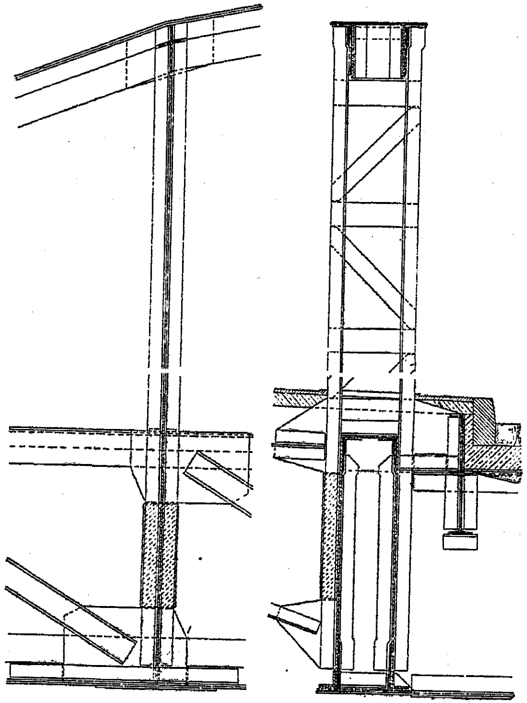
第 558 圖



第 559 圖



第 560 圖

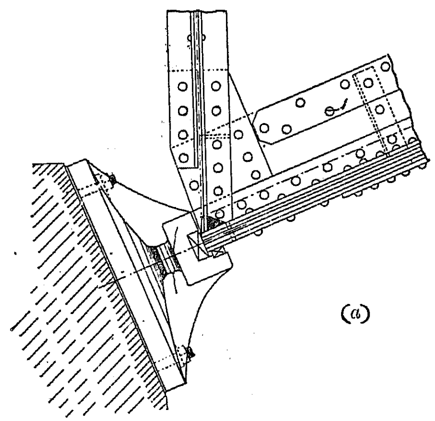


第 561 圖

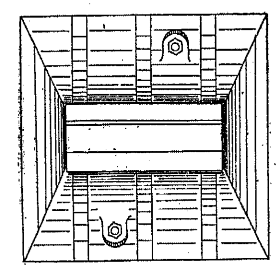
第七節　支承及鉸

1. 支承　支承の摩擦が不充分にして、橋軸と直角をなす方向よりの水平力を採る能はざるときは、單桁の場合と同様に之に對する方法を講ぜねばならない。

第524圖の如き構腹拱には、第562圖の如き支承を用ふるも、餘り大きい徑間には適しない。



(a)



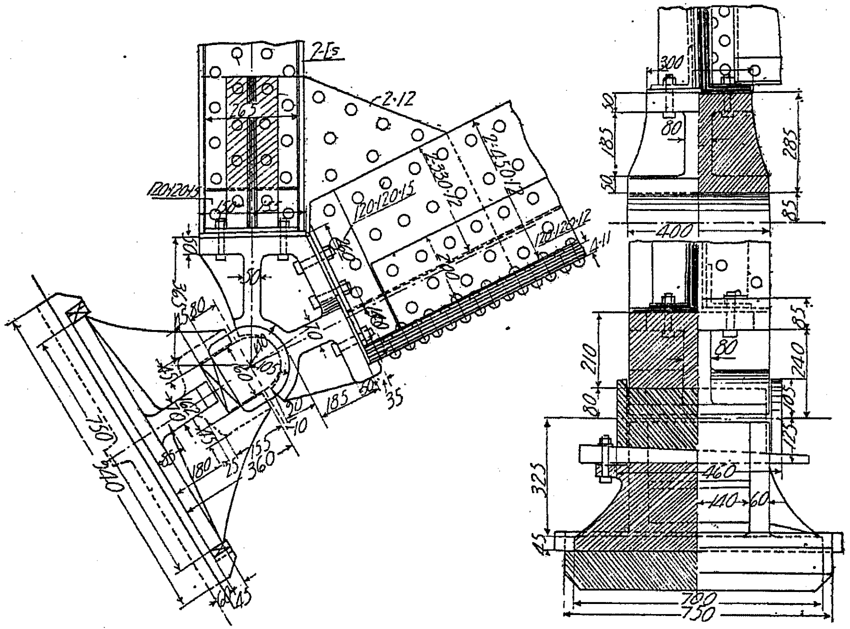
(b)

第 562 圖

搖承の軸は弦の重心線上になければならない。又ピンの中心或は輾承の支點は、出來るだけ結構の理論的端格點と一致せしむる。最後の條件に依つて、支承上體を特別の構造となすことも必要となる（第563圖）。然し此の工法は屢實現され難いから、第564圖の如く弦の重心軸の延長線上に支承を置くことにする。

橋軸と直角に作用する水平力を沓よりピンに、ピンより承臺に傳達するためには、其處に於ける充分なる摩擦を考慮せねばならぬ。大きい橋梁に於ては水平力を採るためには、特殊の裝置を必要とするので、第565圖の二鉸式鈑拱に於ては圓壔形ピンの中央に缺き込みを造つて、沓及承臺の突出部に丁度嵌まる樣になしてある。第566圖は構拱の平行弦を有するもの〻支承で、上下兩弦間に三枚の共通せる腹鈑を用ひ、兩弦は上面鞍狀をなせる沓の處まで細長い曲線を以て集まつてゐる。

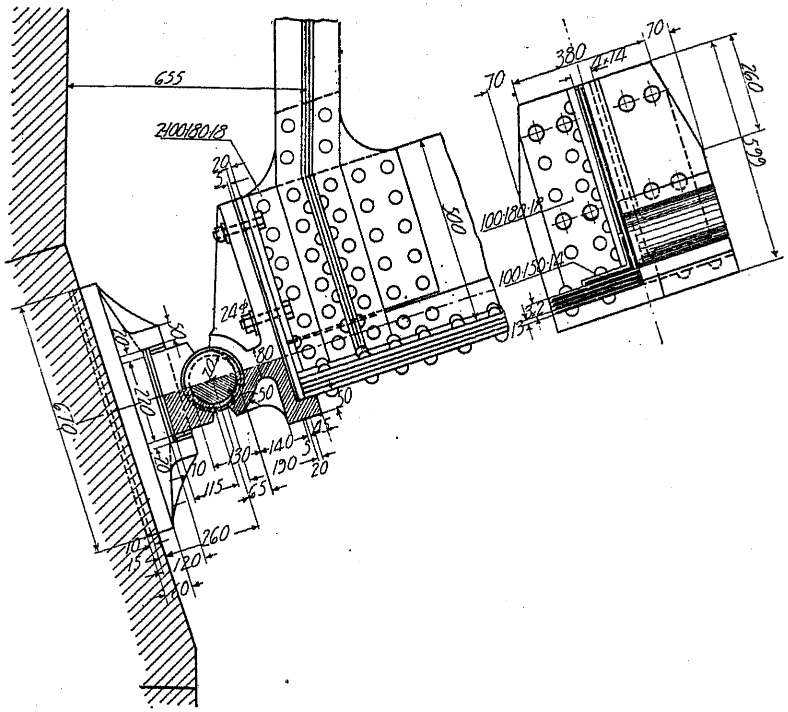
第567圖の如き突桁式拱の兩端支承は、桁橋の可動端と同樣の構造となし、中央支承は以上述べし處と同一原理に基いて作製し、鉸の中心又は輾承の支點は、各部材の重心軸の交點に置き第568圖の如き構造となす。拱の弦と突桁の弦との交叉が鈍角をなすときは、斯の如き構造は困難だから第569圖の如き工法を選ぶ。之はマリエン橋の支承に用ひし形で（1）肋を有する承臺と、（2）主拱及



第　563　圖

突桁拱を承くる別々の沓、(3) ピン、(4) ピンを包むため承臺に嵌めた鑄鋼製心塊、(5)心塊の下部に挿入せし照準用楔より成り、主拱の沓は自身の承套でピンに支へられ、突桁拱の沓は其の側壁でピンを包んでゐる。

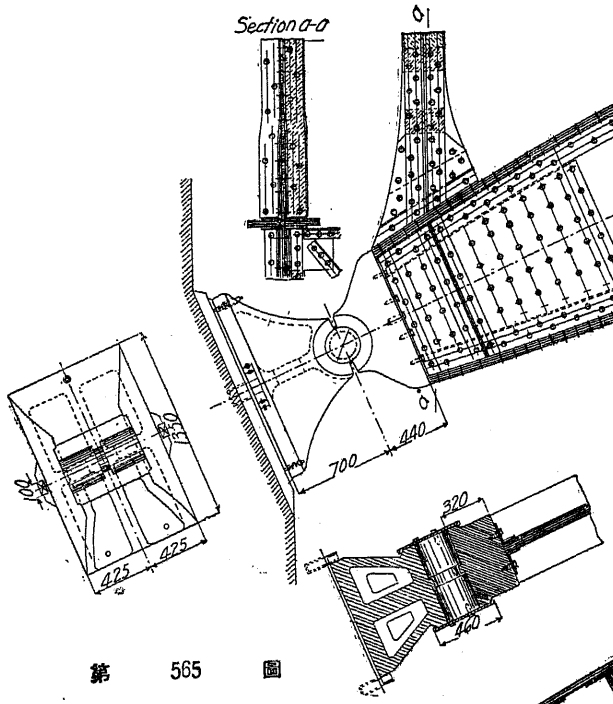
2. **頂鉸**　頂鉸は主として水平力を受くるが、非對稱載荷の場合には例へ小なりと雖も鉛直分力にも抵抗しなければならない。其の外に尚水平横力（風壓）をも受くる。頂鉸はピン搖承となして双方より充分にピンを包み、鉛直の力にも抵抗し得る構造となす(第570圖、第571圖)。



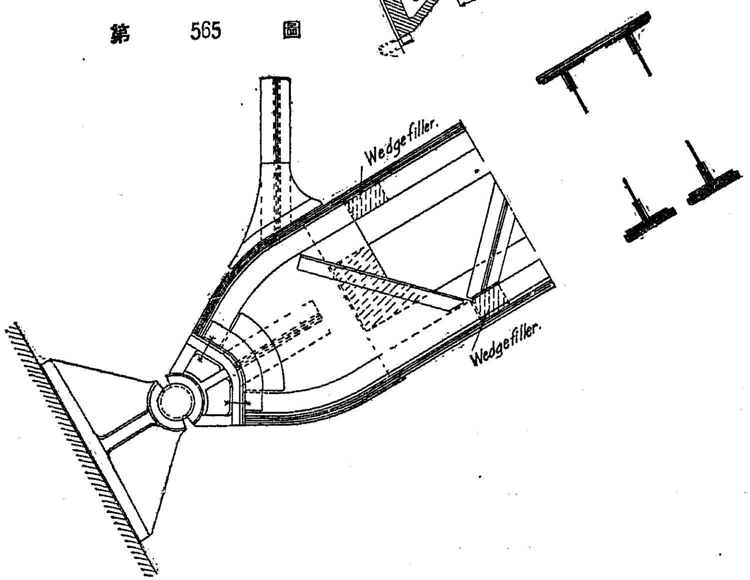
第　564　圖

第572圖は構腹拱の頂鉸を示すのであるが、外觀を良くするため下弦の下面には平鈑を鋲結し、鉸の作用を拘束しないため平鈑に長孔を設けて左側の下弦とボルトで締付けてある。鈑の上部に在る床版及床構は、鉸の作用を抑制せざる構造となし、鉸の兩側には各横桁を設け其の間隙には鈑を被せ、之と左側の横桁とはボルトで連結し、其の孔は長孔となして縱に動くことが出來る樣になしてある。

支承部分は鑄鐵、鑄鋼及鍛鋼を以て造るが特別の加工を要し、高い應力を受く

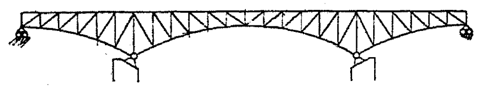


第 565 圖

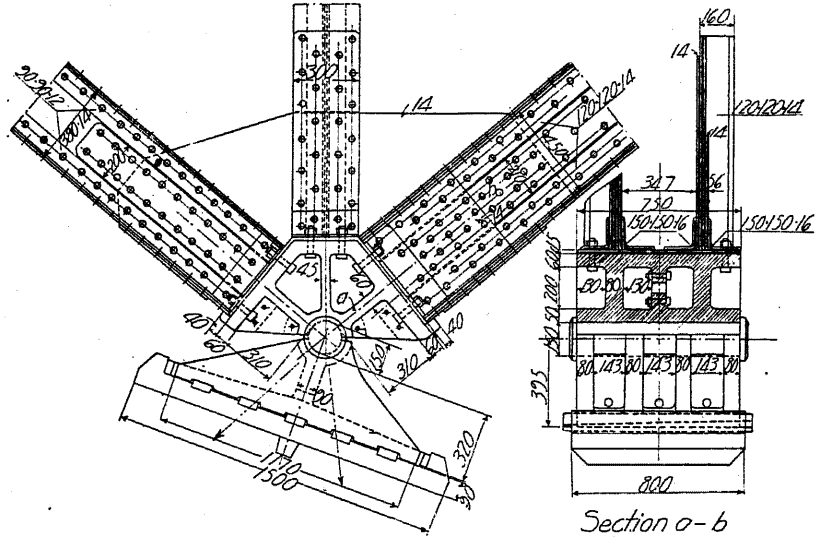


第 566 圖

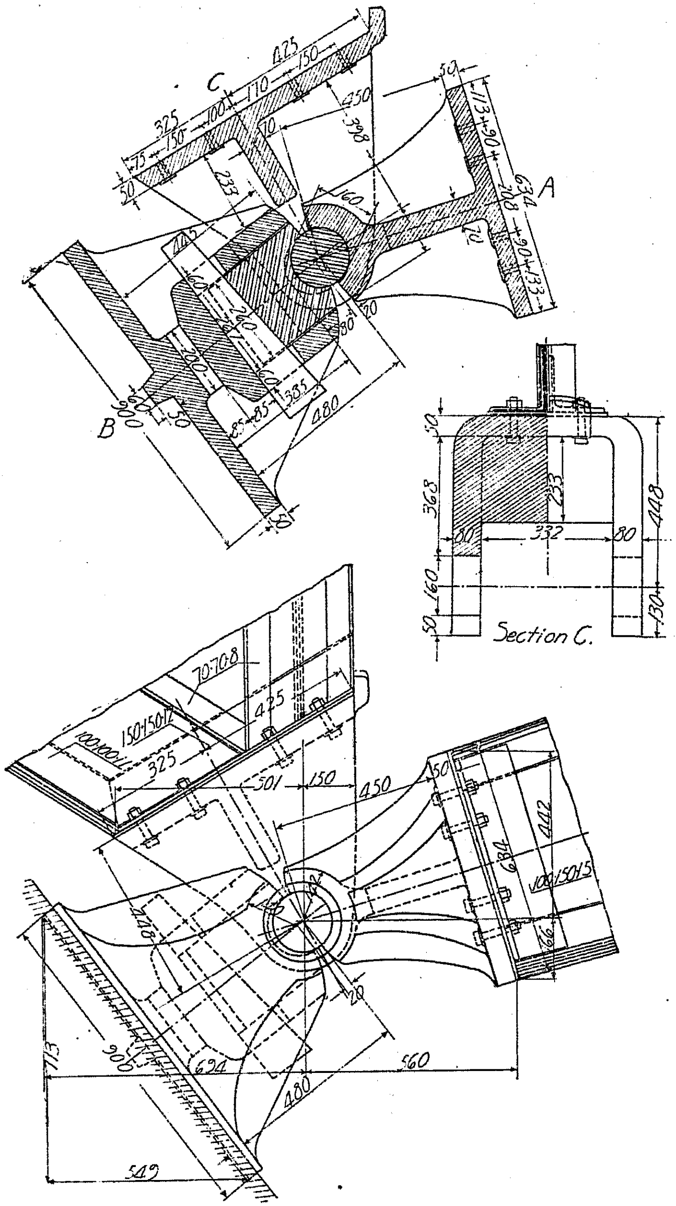
る部分例へば輾子、ピン及承臺の如きものは鍛鋼で作り、其の他の部分は鑄鐵及鑄鋼で作製する。



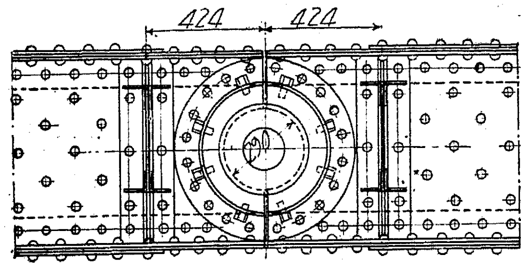
第 567 圖



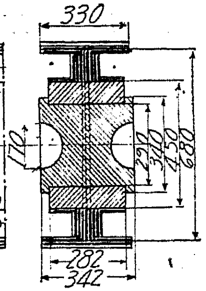
第 568 圖



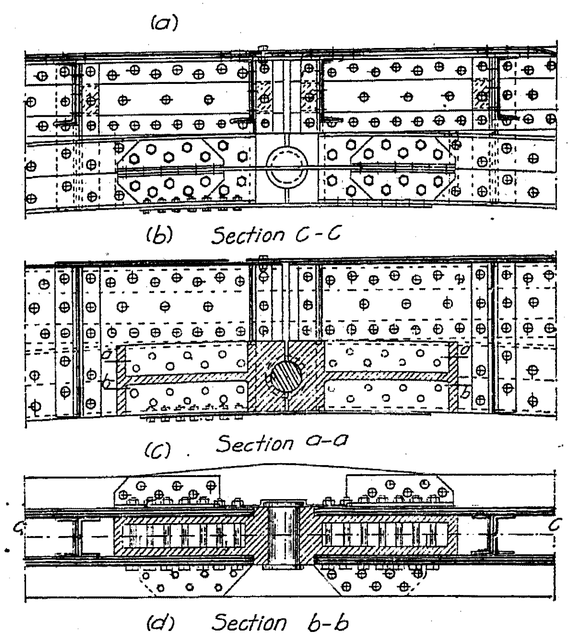
第 569 圖



第 570 圖



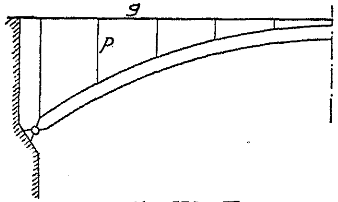
第 571 圖



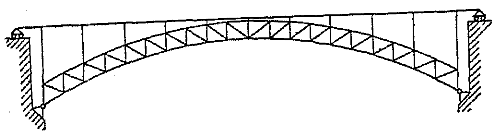
第 572 圖

第八節 車道及床構

1. 上路構 活荷重及車道竝に床構の死荷重は、支柱 p を通して拱肋に傳遞さるる(第573圖)。支柱の間隔は鈑拱の場合は拱自身には無關係であるが、構拱の場合には之に反して拱の構成に關係を有する(第574圖)。橋臺に隣接せる支柱は出來る限り支承鉸に近くし、若し支障がなければ寧ろ其の上に設くる方がよい。

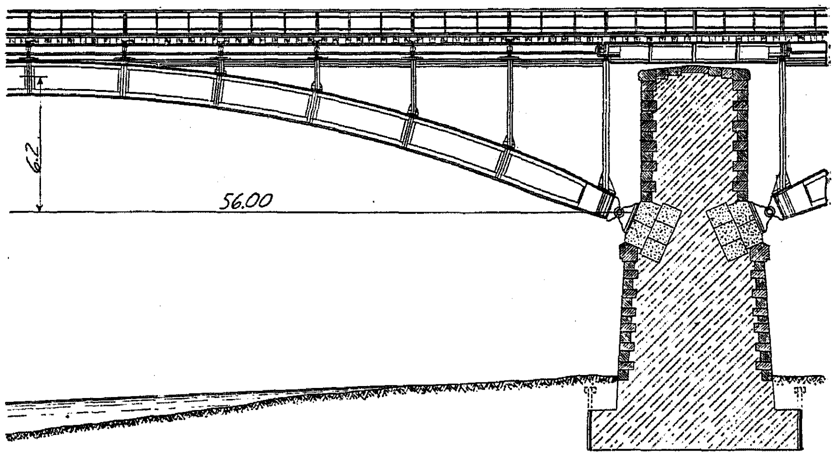


第 573 圖

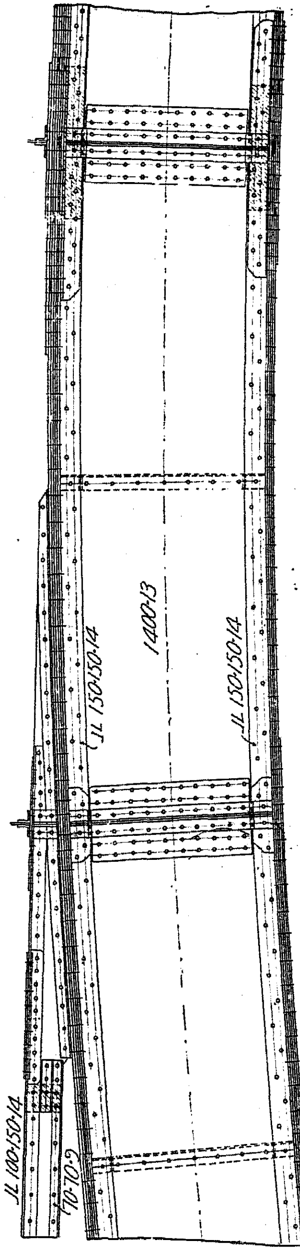


第 574 圖

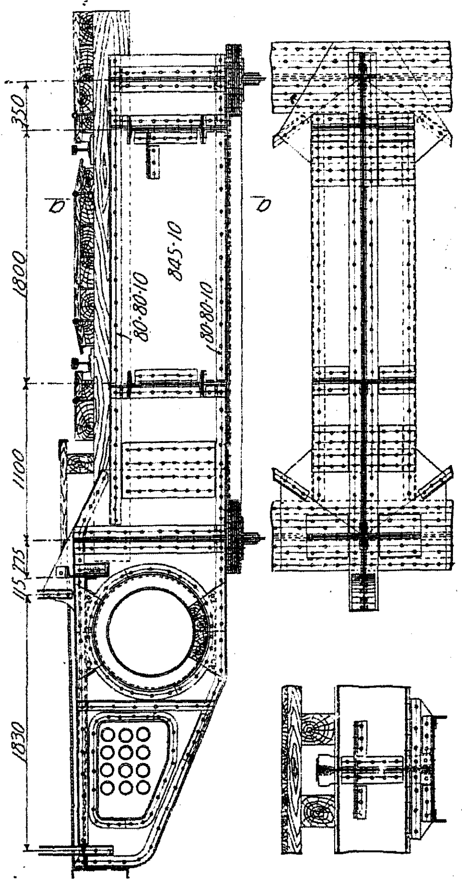
此の方法に依り橋軸と直角に車道に働く力を支柱面に設けた横構に依つて直接支承に導くことが出來る。支柱は格間長が長いときは各格點に、短いときは一つ置きの格點に設くる。拱の中央に於ては、構造高の制限を受けなかつたら、車道と拱とを直接連結して支柱を省く方がよろしい。構造高が充分なるときは、拱の



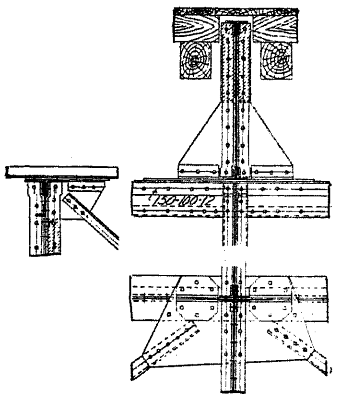
第 575 圖

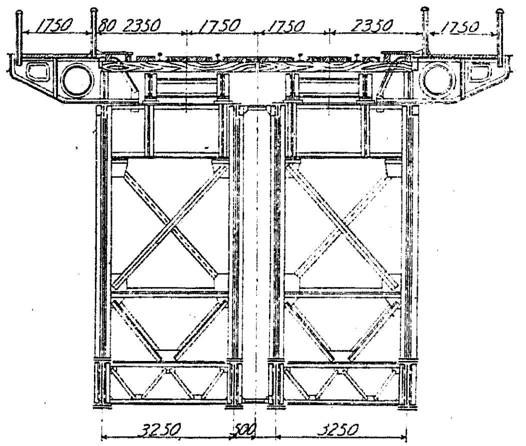


第 576 圖

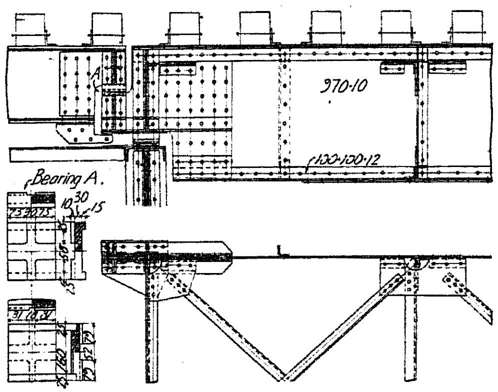


第 577 圖





第 578 圖　　第 579 圖



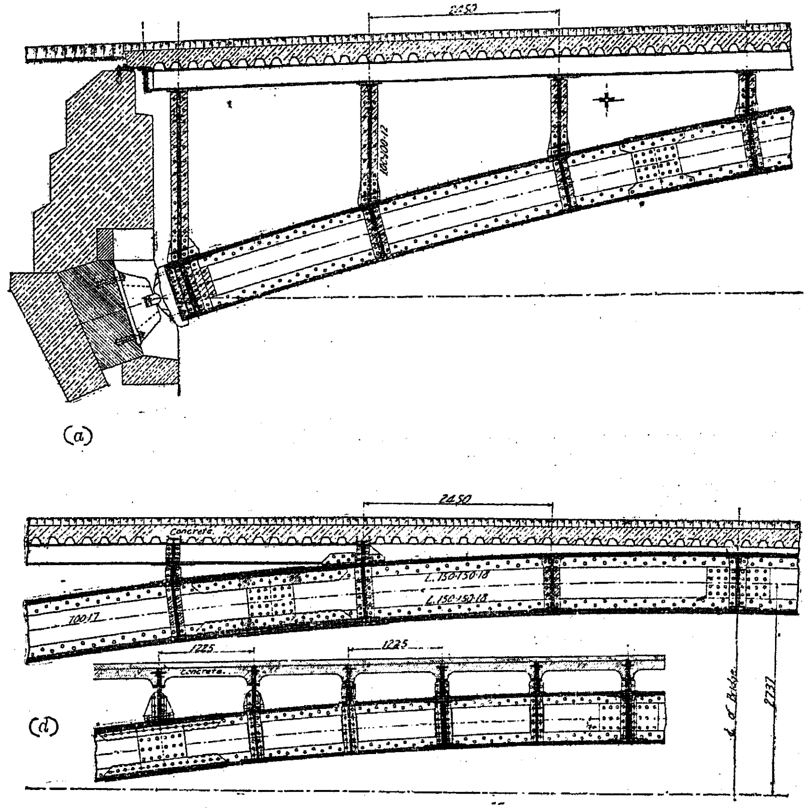
第 580 圖

中央にも支柱を設くれば、縦の力は一方の橋臺上に固定承を有する車道の縦桁に依つて、橋臺に傳達する事が出來、其の固定承は橋臺と充分に碇着する。溫度變化に依て中央の支柱は著しい彎曲を受くるから、成るべく車道と拱の中央部とは直接連結をなすことが好ましい。

第577圖乃至第580圖は、第575圖に示す二鉸鈑拱橋の詳細圖である。第576圖は水平弦と拱との連結を示し、中央の横桁は直接拱の上に載つてゐる。中央横桁の詳細は第577圖に明かであるが、縱力を受けて拱に傳達するために充腹制動桁を取付け、又其の目的のため拱と縱桁とを緊結せり。

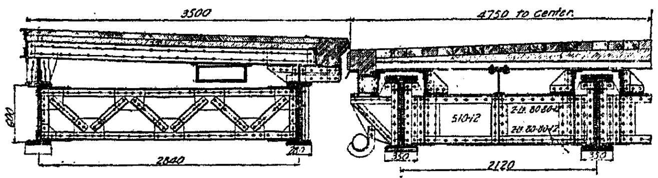
第578圖は水平弦と支柱との交點上にある横桁の詳細を示し、水平弦は鈑と山

形鋼、支柱は四山形鋼より成る。端支柱の面內には第579圖の如き對傾構を設けてある。橋脚上には小さい鈑桁を架してあるが、其の詳細は第580圖に明示する通りで、鈑桁は特に他よりも低く造つた端横桁の上に置かれ、次の格間に突桁となつて突出し拱上部の縱桁を支へ、後者の外れるのを防ぐため、縱桁の下部に取付けた棧が鈑桁の突桁を摑む樣になつてゐる。



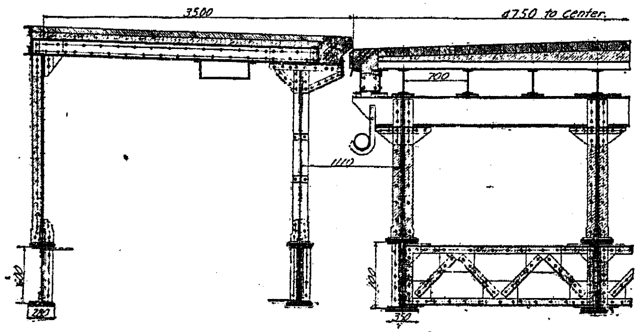
第 581 圖

橋の中央の横斷面圖



第　581　圖　(c)

橫　斷　面　圖



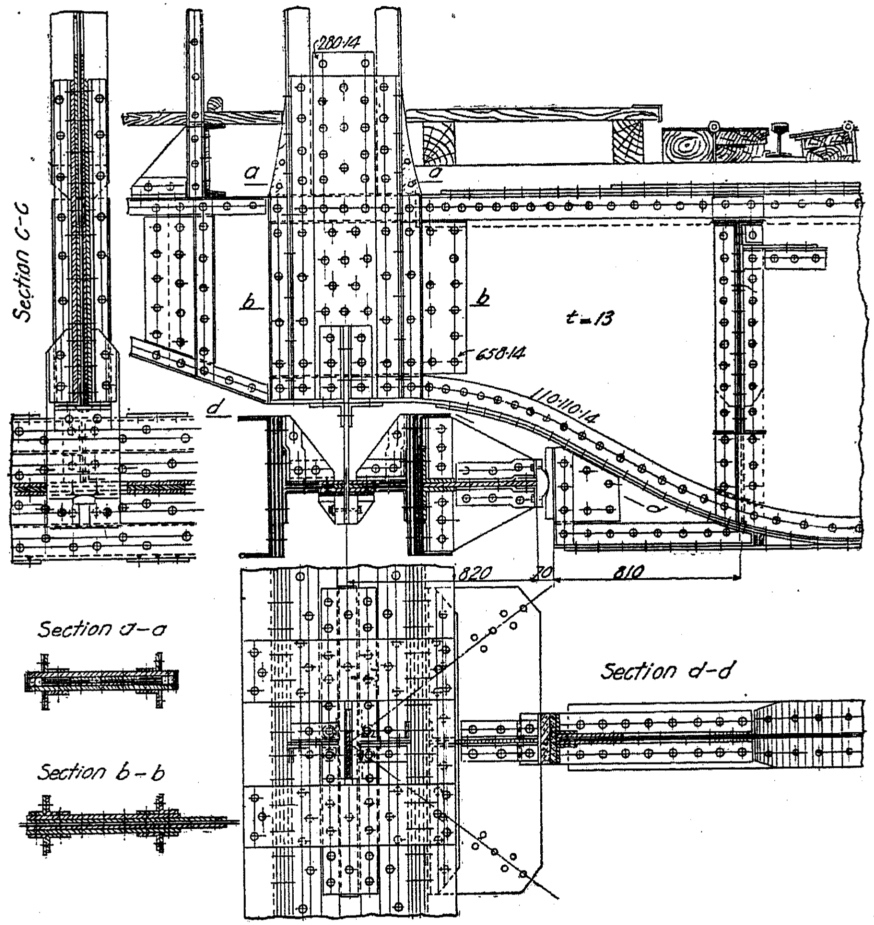
第　581　圖　(d)

第581圖は構造高を制限された拱橋の詳細圖である。

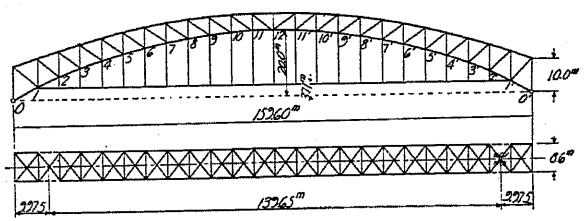
2. **下路橋**　繫材を有する二鉸拱の場合に於ける車道の可動的懸吊法は、第582圖の如き簡單な方法に依る事が出來る。此の方法では横桁と吊材を緊結し、繫材は夫等と自由な聯繫となしてある。從て繫材の變形は床桁に傳達せず、又床桁は繫材の應力に何等の影響をも與へない。端横桁は橋門の一部材として端柱と緊結する。

車道が普通の例にあるが如く上部構の中央で繫材と緊結さるゝときには、縦桁を端横桁に可動的に支ふれば可動的懸吊の作用を抑制することがない。繫材と横桁の下端とは同一高にあつて、吊材と横桁との取付部に於ては、繫材を連結するに要する高だけ横桁の高を短縮してある。

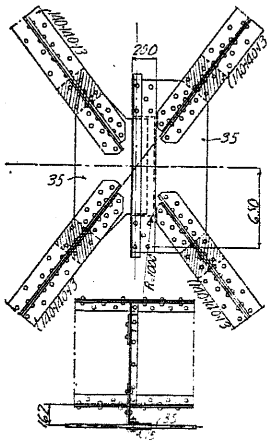
第583圖乃至第589圖は、西亞弗利加の舊獨逸植民地のカナガ河に架したる鐵



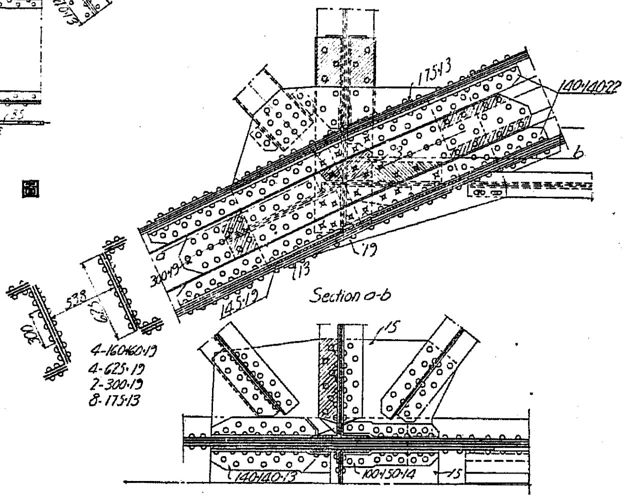
第　582　圖



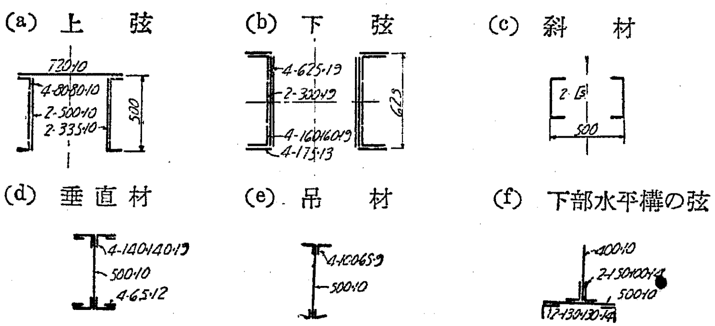
第　583　圖



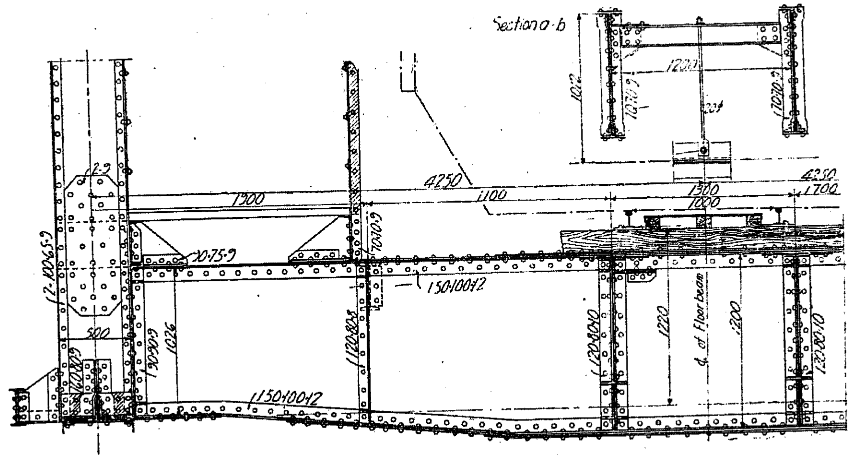
第 584 圖



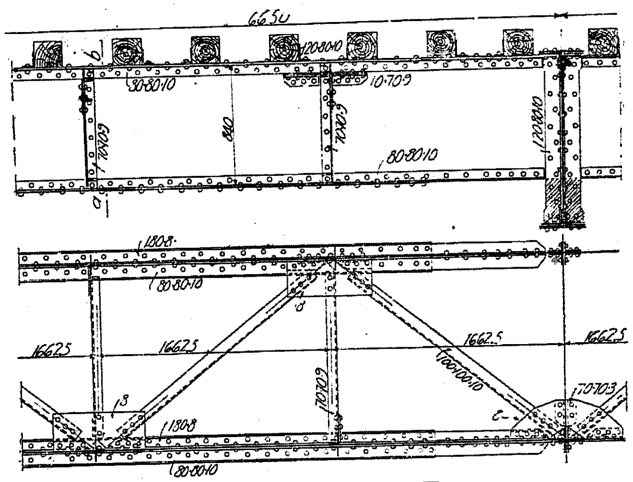
第 585 圖



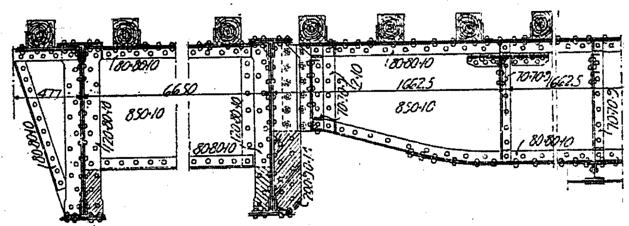
第 586 圖



第 587 圖



第 583 圖



第 5 9 圖

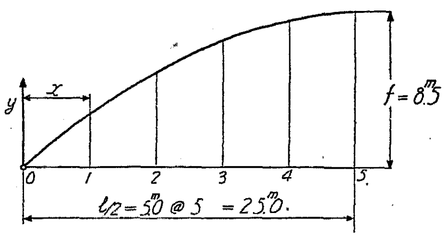
道橋の例であり、支間 159.6 m、拱矢 22.5 m 二十四格間より成り各 6.65 m の格間長を有し、繋材を用ひずして水平推力は直接橋臺に傳はる樣にしてある。

第 583 圖は一般圖及下部對風構、第 584 圖は格點 1 及 2 間の對風構の可動承、第 585 圖は格點 1 の詳細、第 586 圖 (a) は上弦、(b) は下弦、(c) は斜材、(d)は垂直材、(e) は吊材、(f) は下部水平横構の弦、第 587 圖は格點 2 及 2′ の横桁、第 588 圖は 2～11 及 11′～2′ 格間の縦桁、第 589 圖は 0～1 及 1～2 格間の縦桁を示すのである。

第九節　實　　例

1. 計算例　岡山縣吉井川に架した永安橋二鉸繋拱橋の實測である（第 590 圖）。

（1）拱肋の斷面。



第　590　圖

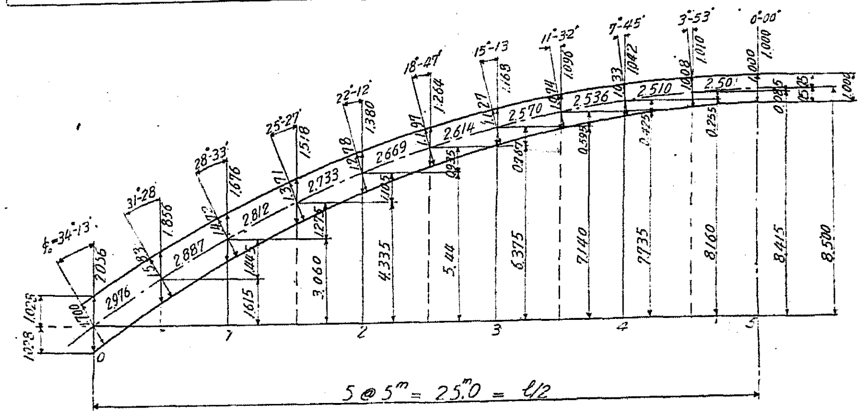
支間 50.0 m、拱矢 8.5 m、拱背線及拱腹線共拋物線をなし、O を原點とする其の方程式は

$$y = 4f\left(\frac{x}{l}-\frac{x^2}{l^2}\right)$$

$$\frac{dy}{dx} = \mathrm{tg}\,\varphi = 4f\left(\frac{1}{l}-\frac{2x}{l^2}\right)$$

$$= \frac{8f}{l}\left(\frac{1}{2}-\frac{x}{l}\right)$$

格點	x	$\frac{x}{l}$	$\left(\frac{1}{2}-\frac{x}{l}\right)\frac{8f}{l}=\mathrm{tg}\,\varphi$	φ	$\sin\varphi$	$\cos\varphi$	$\sec\varphi$	y	曲線長	ds
0	0	0	.50×1.36 = .680	34°–13′	.5623	.8269	1.2093	0	2.976	1.488
0–1	2.5	.05	.45×〃 = .612	31–28	.5220	.8529	1.1724	1.615	2.887	2.932
1	5.0	.10	.40×〃 = .544	28–33	.4779	.8784	1.1384	3.060	2.812	2.849
1–2	7.5	.15	.35×〃 = .476	25–27	.4297	.9030	1.1075	4.335	2.733	7.273
2	10.0	.20	.30×〃 = .408	22–12	.3778	.9259	1.0801	5.440	2.669	2.701
2–3	12.5	.25	.25×〃 = .340	18–47	.3220	.9467	1.0563	6.375	2.614	2.641
3	15.0	.30	.20×〃 = .272	15–13	.2625	.9649	1.0363	7.140	2.570	2.592
3–4	17.5	.35	.15×〃 = .204	11–32	.1999	.9798	1.0206	7.735	2.536	2.553
4	20.0	.40	.10×1.36 = .136	7–45	.1349	.9909	1.0092	8.160	2.510	2.523
4–5	22.5	.45	.05×〃 = .068	3–53	.0677	.9977	1.0023	8.415	2.501	2.506
5	25.0	.50	.00×〃 = .000	0	0	1.0000	1.0000	8.500		1.250
									$\frac{L}{2}$ = 26.808 m	26.808 m



第　591　圖

拱背線及拱腹線。拱背線の拱矢 ＝ 7.972 m、拱腹線の拱矢 ＝ 9.028 m

格　點	x	y（拱背線）	y（拱腹線）	拱肋の鉛直厚	$\cos\varphi$		拱肋直角斷面厚 m
0	0	1.028	−1.028	2.056	× .8269	=	1.700
0–1	2.5	2.543	0.687	1.856	× .8529	=	1.583
1	5.0	3.898	2.222	1.676	× .8784	=	1.472
1–2	7.5	5.094	3.576	1.518	× .9030	=	1.371
2	10.0	6.130	4.750	1.380	× .9259	=	1.278
2–3	12.5	7.007	5.743	1.264	× .9467	=	1.197
3	15.0	7.724	6.556	1.168	× .9649	=	1.127
3–4	17.5	8.283	7.187	1.096	× .9798	=	1.074
4	20.0	8.681	7.637	1.042	× .9909	=	1.033
4–5	22.5	8.920	7.910	1.010	× .9977	=	1.008
5	25.0	9.000	8.000	1.000	×1.0000	=	1.000

上弦　下弦

拱肋の假定斷面。

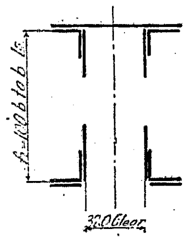
（i）拱頂斷面（格點 5）

Section Modulous I/y

MI = BM/Z

断面二次率 Ix

Moment of inertia



				惰性率
上突緣	$2L_s$	$150\times100\times12$	$= 57.12$	$640.2\times2+57.12\times45.12^2 = 117\,730$
	$2Pl_s$	250×9	$= 45.00$	$1\,171.2\times2+45.0\times37.2^2 = 64\,640$
	$1Cov\ pl$	560×9	$= 50.40$	$50.4\times50.45^2 = 128\,200$
			$152.52cm^2$	$310\,570$
下突緣	$2L_s$	$150\times100\times15$	$= 70.50$	$784.9\times2+70.5\times45.01^2 = 144\,570$
	$2Pl_s$	250×9	$= 45.00$	$1\,171.2\times2+45.0\times37.2^2 = 64\,640$
	$2Cov\ pl_s$	110×17	$= 37.40$	$37.4\times50.85^2 = 96\,700$
			$152.90cm^2$	$305\,910$
		計	$305.42cm^2$	$J_o = 616\,480cm^4$

第 592 圖

(ii) 格點 4 $h = 103.3$ b to b L_s

上突緣	$2L_s$	$640\times2+57.12\times46.77^2$	$= 126\,080$
	$2Pl_s$	$1\,171\times2+45.0\times38.85^2$	$= 70\,260$
	$1Cov\ pl$	50.4×52.10^2	$= 136\,760$
			$333\,100cm^4$
下突緣	$2L_s$	$785\times2+70.5\times46.77^2$	$= 155\,750$
	$2Pl_s$	$1\,171\times2+45.0\times38.85^2$	$= 70\,260$
	$2Cov\ pl_s$	34.4×52.50^2	$= 103\,090$
			$329\,100$
			$J_4 = 662\,200cm^4$

(iii) 格點 3 $h = 112.7$ b to b L_s

$640\times2+57.12\times51.47^2$	$= 152\,580$
$1\,171\times2+45.0\times43.55^2$	$= 87\,640$
50.4×56.80^2	$= 162\,680$
	$402\,900$
$785\times2+70.5\times51.36^2$	$= 187\,670$
$1\,171\times2+45.0\times43.55^2$	$= 87\,640$
37.4×57.20^2	$= 122\,490$
	$397\,800$
	$J_3 = 800\,700cm^4$

(iv) 格點 2 $h = 127.8$ b to b L_s

上突緣	$2L_s$	$640\times2+57.12\times59.02^2$	$= 200\,300$
	$2Pl_s$	$1\,171\times2+45.0\times51.1^2$	$= 119\,900$
	$1Cov.\ pl$	50.4×64.35^2	$= 208\,500$
			$528\,700$
下突緣	$2L_s$	$785\times2+70.5\times58.91^2$	$= 246\,300$
	$2Pl_s$	$1\,171\times2+45.0\times51.1^2$	$= 119\,900$
	$2Cov.\ pl_s$	37.4×64.75^2	$= 156\,800$
			$523\,000$
			$J_2 = 1051\,700cm^4$

(v) 格點 1 $h = 147.2$ b to b L_s

$1\,280+57.12\times68.72^2$	$= 271\,400$
$2\,340+45.0\times60.8^2$	$= 168\,800$
50.4×74.05^2	$= 276\,100$
	$716\,300$
$1\,570+70.5\times68.61^2$	$= 333\,600$
$2\,340+45.0\times60.8^2$	$= 168\,800$
37.4×74.45^2	$= 207\,300$
	$709\,700$
	$J_1 = 1426\,000cm^4$

(vi) 格點 0 $h = 170.0$ b to b L_s

上突緣 $2L_s$ $1\,280+57.12\times80.12^2 = 368\,000$

$2Pl_s$ $2\,340+45.0\times72.2^2 = 236\,700$

拱肋の惰性率の平均

J ds

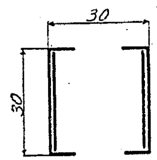
$J_s = 1\,938\,000\times2.976 = 5\,750\,000$

	$1Cov.\ pl.$ $50.4\times85.45^2 = 368\,300$	$J_1 = 1\,426\,000\times5.699$	$= 8\,120\,000$
	$973\,000$	$J_2 = 1\,051\,700\times5.402$	$= 5\,680\,000$
下突緣	$2L_s$ $1\,570+70.5\times80.01^2 = 452\,800$	$J_3 = 800\,700\times5.184$	$= 4\,150\,000$
	$2Pl_s$ $2\,340+45.0\times72.2^2 = 236\,700$	$J_4 = 662\,200\times5.046$	$= 3\,340\,000$
	$2\,Cov.\ pl_s$ $37.4\times85.85^2 = 275\,500$	$J_0 = 616\,500\times2.501$	$= 1\,540\,000$
	$965\,000$	$26.808m$	$28\,580\,000cm^4$

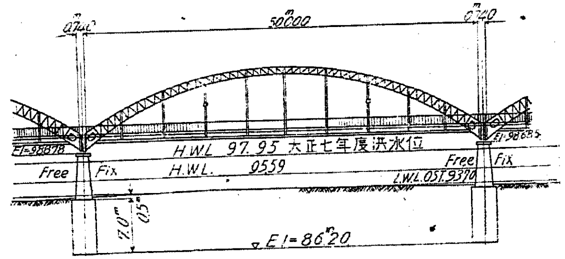
$J_s = 1\,938\,000\ cm^4$ 平均惰性率

$$J = \frac{28\,580\,000}{26.808} = 1\,065\,000\ cm^4$$

弦材の假定斷面。



		總斷面	純斷面
$2\ L_s$	300×90 @	$38.13 = 97.15$	$-19.37 = 77.78$
$2\ Pl_s$	220×12	$= 52.80$	$-10.57 = 42.23$
		$149.95\ cm^2$	$120.01\ cm^2$



第 593 圖

(2) 水平推力。各格點に單位荷重 1 を加へたるとき生ずる水平推力を計算する。

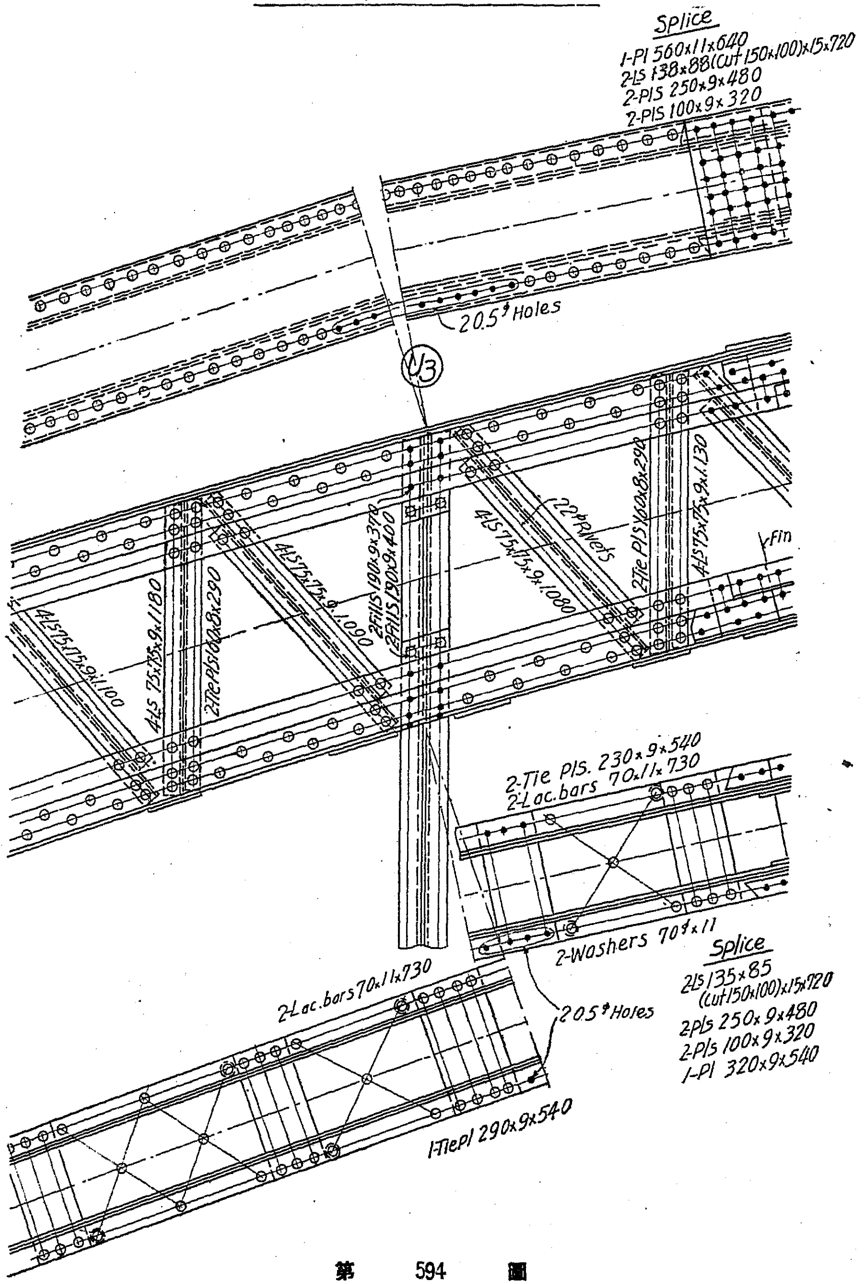
廣井博士著 Statically indeterminate stresses (107頁)

$$H = \frac{5a(l-a)(l^2+al-a^2)}{l^3\left(8f+\dfrac{15J}{A_t f}\right)}\ W$$

a は左支端の鉸より荷重に至る距離

l は支間 $= 50.0\ m$

f は拱矢 $= 8.5\ m$



第 594 圖

J は惰性率 $= 1\,065\,000\ cm^4 = 0.01065\ m^4$ (平均)

A_t は繋材の純斷面積 $= 120\ cm^2 = 0.012\ m^2$

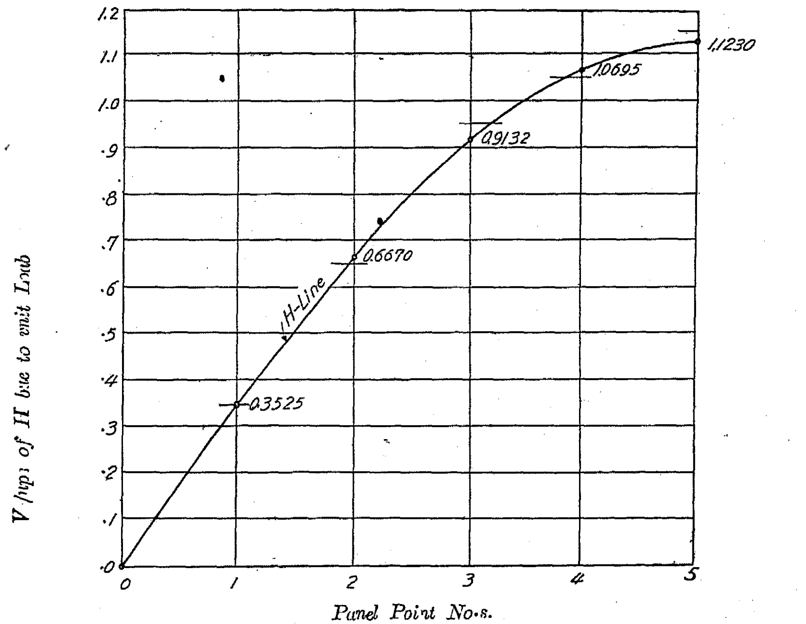
W は 1 kg

此の式に於ては $dx = ds$ 及拱肋の斷面は全支間に亘り齊一なりとの假定を設け軸推力の影響を考慮せざるものである。

$$H = \frac{5a(50-a)(2\,500+50a-a^2)}{125\,000\left(8\times 8.5+\dfrac{15\times 0.01065}{0.012\times 8.5}\right)}\times 1 = \frac{5a(50-a)(2\,500+50a-a^2)}{8\,695\,775}$$

格點	a	$5a$		$(50-a)$		$(2\,500+50a-a^2)$		分子		分母		水平推力H		
0	0	0	×	50	×	2 500	=	0	÷	8 695 775	=	0	=	H_0
1	5	25	×	45	×	2 725	=	3 065 625	÷	〃	=	0.3525	=	H_1
2	10	50	×	40	×	2 900	=	5 800 000	÷	〃	=	0.6670	=	H_2
3	15	70	×	35	×	3 025	=	7 940 625	÷	〃	=	0.9132	=	H_3
4	20	100	×	30	×	3 100	=	9 300 000	÷	〃	=	1.0695	=	H_4
5	25	125	×	25	×	3 125	=	9 765 625	÷	〃	=	1.1230	=	H_5

一支間に對する $H=7.1274$



第 595 圖

φ1252

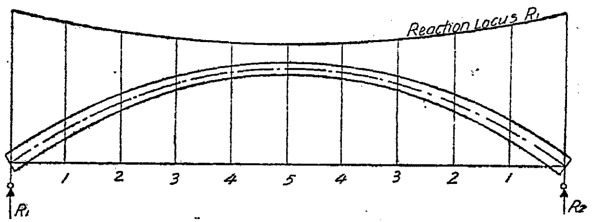
（3）單位荷重に依つて生ずる鉛直剪力。

格點	鉛直剪力
0	$1 \times \frac{10}{10} = 1.0000$
1	$1 \times \frac{9}{10} = 0.9000$
2	$1 \times \frac{8}{10} = 0.8000$
3	$1 \times \frac{7}{10} = 0.7000$
4	$1 \times \frac{6}{10} = 0.6000$
5	$1 \times \frac{5}{10} = 0.5000$
	$V_1 = 4.5000$

（4）反力軌跡。

$$y_0 = \frac{1.6\,f}{1+k-k^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(21)$$

格點	k	y_0
0	0	$1.6000\,f = 13.600\ m$
1	0.10	$1.4679\,f = 12.477$ 〃
2	0.20	$1.3793\,f = 11.724$ 〃
3	0.30	$1.3223\,f = 11.240$ 〃
4	0.40	$1.2903\,f = 10.968$ 〃
5	0.50	$1.2800\,f = 10.880$ 〃



第 596 圖

（5）死荷重應力。

(a) 一トラスに對する格點荷重。

床版、鋪裝等	$450\times5\times2.7 =$	6 070
高欄	$70\times5 =$	350
笠石	$194\times5 =$	970
縱桁	2 @ $50\times5 =$	500
橫桁	$820\div2 =$	410
		8 300 kg
トラス 700 kg/m	$5\times700 =$	3 500
橫構	5 @ 45 =	225
對傾綾構及橋門構等		475
	死格點荷重 =	12 500 kg

(b) 水平推力。死荷重に依る水平推力を H_d とせば

$$H = 12\,500\times7.1274 = 89\,090\ kg$$

(c) 鉛直剪力。

$$V_1 = 12\,500\times4.50 = 56\,250\ kg$$

格點	V_1	格點荷重	鉛直剪力 (V)
0—1	56 250	— 0	= 56 250 kg
1—2	〃	— 12 500×1	= 43 750
2—3	〃	— 12 500×2	= 31 250
3—4	〃	— 12 500×3	= 18 750
4—5	〃	— 12 500×4	= 6 250
5	〃	— 12 500×5	= 0

(d) 正推力及正剪力

$$T = -(V_1\sin\varphi + H\cos\varphi) \qquad Q = +(V_1\cos\varphi - H\sin\varphi)$$

格點	V_1	H	$\sin\varphi$	$\cos\varphi$	T	Q
0	56 250	89 090	0.5623	0.8269	−105 100 kg	−3 600 kg
1	56 250	〃	0.4779	0.8784	−105 100	+6 830
2	43 750	〃	0.3778	0.9259	− 99 000	+6 850
3	31 250	〃	0.2625	0.9649	− 94 200	+6 700
4	18 750	〃	0.1349	0.9909	− 90 700	+6 600
5	6 250	〃	0	1.0000	− 89 100	+6 250

(e) 彎曲率。

$$M = M' - Hy = V_1 na - \sum Pa - Hy$$

格點	V_1	na	V_1na	P	a	Pa	H	y	Hy	M kg m
0	56 250	× 0 =	0	12 500	× 0 =	0	89 090	× 0 =	0	+ 0
1	〃	× 5 =	281 250	〃	× 0 =	0	〃	×3.06 =	272 500	+ 8 750
2	〃	×10 =	562 500	〃	× 1×5 =	62 500	〃	×5.44 =	484 500	+15 500
3	〃	×15 =	843 750	〃	× 3×5 =	187 500	〃	×7.14 =	636 000	+20 250
4	〃	×20 =	1 125 000	〃	× 6×5 =	375 000	〃	×8.16 =	727 000	+23 000
5	〃	×25 =	1 406 250	〃	×10×5 =	625 000	〃	×8.50 =	757 000	+24 250

(f) 死荷重應力。

格點	T kg	Q kg	M kg m
0	− 105 100	− 3 600	+ 0
1	− 105 100	+ 6 830	+ 8 750
2	− 99 000	+ 6 850	+ 15 500
3	− 94 200	+ 6 700	+ 20 250
4	− 90 700	+ 6 600	+ 23 000
5	− 89 100	+ 6 250	+ 24 250

(6) 活荷重應力。

a) 格點荷重。　　　　　　　　　　一トラスに對する荷重

車道上の等布荷重　$w = \dfrac{100\,000}{170+l} = 455\ kg/m^2$　　$455\times2.7 = 1\,230\ kg/m$

自動車荷重　衝撃係數 $= \dfrac{20}{60+l} = 18.2\ \%$

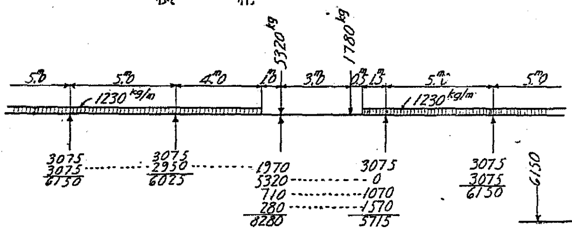
後輪荷重　2 250

衝撃　$2250\times.182 = 410$

$2\,660\ kg$　　　　$2\,660\times2 = 5\,320\ kg$

前輪荷重(衝撃を含む)　$2\,660\times\dfrac{1}{3} \fallingdotseq 890\ kg$　　$890\times2 = 1\,780$ 〃

横　　桁



格點活荷重

b) 拱頂。

(i) 最大正彎曲率。

反力軌跡圖に依り正彎曲率は格點 4, 5 及 4 に載荷せるときに起るを知る。

格點	格點荷重	H (單位荷重)	H	V_1
0	—	—	—	—
1	0	0.3525	—	—
2	0	0.6670	—	—
3	0	0.9132	—	—
4	6 150	1.0695	6 580	× .6 = 3 690
5	8 280	1.1230	9 300	× .5 = 4 140
4	5 720	1.0695	6 120	× .4 = 2 290
3	0	0.9132	—	—
2	0	0.6670	—	—
1	0	0.3525	—	—
			H = 22 000	V_1 = 10 120

$T = H = 22\,000\ kg$

$Q = 10\,120 - 6\,150 = +3\,970\ kg$

最大正彎曲率。

$V_1\dfrac{l}{2}$	$10\,120\times25 =$	$+253\,000$
Pa	$6\,150\times\ 5 =$	$-\ 30\,750$
Hy	$22\,000\times8.5 =$	$-187\,000$
		$+35\,250\ kg\ m$

(ii) 拱頂に於ける最大剪力。

格點			
5	8 280	× .5	4 140
4	5 720	× .4	2 290
3	6 150	× .3	1 850
2	〃	× .2	1 230
1	〃	× .1	620
0	—	—	—
			$Q = +10\,130 kg$

(iii) 拱頂に於ける最大負彎曲率。

格點	格點荷重(P)	H（單位荷重）	H	V_1
0	—	—	—	—
1	6 150	0.3525	2 170	$P \times .9 = 5\,530$
2	〃	0.6670	4 100	〃 $\times .8 = 4\,920$
3	〃	0.9132	5 610	〃 $\times .7 = 4\,320$
4	—	1.0695	—	—
5	—	1.1230	—	—
4	—	1.0695	—	—
3	8 280	0.9132	7 560	〃 $\times .3 = 2\,480$
2	5 720	0.6670	3 810	〃 $\times .2 = 1140$
1	6 150	0.3525	2 170	〃 $\times .1 = 620$
0	—	—	—	—
			$H = 25\,420\,kg$	$V_1 = 18\,990 kg$

最大負彎曲率。

$V_1\frac{l}{2}$	$18\,990\times\ 25$	$=$	$+474\,500$
Pa	$6\,150\times9\times5$	$=$	$-276\,500$
Hy	$25\,420\times\ 8.5$	$=$	$-216\,000$
			$-18\,000\ kg\,m$

$T = H = -25\,420\ kg$

(iv) 最大活荷重推力。滿載荷重。

格點	格點荷重（P）	H（單位荷重）	H	V_1
0	—	—	—	—
1	6 150	0.3525	2 170	$P \times .9 = 5\,530$
2	〃	0.6670	4 100	〃 $\times .8 = 4\,920$
3	〃	0.9132	5 610	〃 $\times .7 = 4\,300$
4	〃	1.0695	6 580	〃 $\times .6 = 3\,690$
5	8 280	1.1230	9 300	〃 $\times .5 = 4\,140$
4	5 720	1.0695	6 120	〃 $\times .4 = 2\,290$
3	6 150	0.9132	5 610	〃 $\times .3 = 1\,850$
2	〃	0.6670	4 100	〃 $\times .2 = 1\,230$
1	〃	0.3525	2 170	〃 $\times .1 = 620$
0	—	—	—	—
			$H = 45\,760\ kg$	$V_1 = 28\,570\ kg$

滿載荷重の場合の彎曲率。

$V_1\frac{l}{2}$	$28\,570\times\ 25$	$=$	$+714\,000$
Pa	$6\,150\times10\times5$	$=$	$-307\,500$
Hy	$45\,760\times\ 8.5$	$=$	$-389\,000$
			$+17\,500\ kg\,m$

$T = H = -45\,760 kg$

(c) 格點 3。

(i) 最大正彎曲率。荷重が 1 乃至 4 の格點に依るとき。

格點	格點荷重	H（單位荷重）	H	係數	V_1
0	—	—	—	—	—
1	6 150	0.3525	2 170	.9	5 530
2	6 150	0.6670	4 100	.8	4 920
3	5 720	0.9132	4 220	.7	4 000
4	8 280	1.0695	8 850	.6	4 970
5	—	—	—	—	—
			$H = 20\,340\ kg$		$V_1 = 19\,420\ kg$
					$-2@6\,150 = 7\,120 kg$

$$T = -(V_1 \sin\varphi + H\cos\varphi) = -(7\,120\times0.2625+20\,340\times0.9649) = -21\,490\ kg$$

$$Q = -(V_1\cos\varphi - H\sin\varphi) = -(7\,120\times0.9649-20\,340\times0.2625) = -1\,530\ 〃$$

正彎曲率。

V_1x	$19\,420\times\ 15$	$=$	$+291\,300$
Pa	$6\,150\times3\times5$	$=$	$-\ 92\,200$
Hy	$20\,340\times\ 7.14$	$=$	$-145\,100$
			$+\ 54\,000\ kg\,m$

(ii) 最大負彎曲率。荷重が 5 乃至 1 の右側の格點に在るとき。

格點	格點荷重	H（單位荷重）	H	係數	V_1
5	8 280	1.1230	9 300	.5	4 140
4	5 720	1.0695	6 120	.4	2 290
3	6 150	0.9132	5 610	.3	1 850
2	6 150	0.6670	4 100	.2	1 230
1	6 150	0.3525	2 170	.1	620
			$H = 27\,300\ kg$		$V_1 = 10\,130\ kg$

$$T = -(10\,130\times0.2625+27\,300\times0.9649) = -29\,000\ kg$$

$$Q = -(10\,130\times0.9649-27\,300\times0.2625) = -\ 2\,620\ 〃$$

負彎曲率。

V_1x　$10\,130\times 15 = +152\,000$

Hy　$27\,300\times 7.14 = -195\,000$

$-4\,000\ kg\,m$

(iii) 最大剪力。荷重が 3 乃至 0 の格點（右側）に在るとき。

格點	格點荷重	H（單位荷重）	H	係數	V_1
3	8 280	0.9132	7 560	.7	5 800
4	5 720	1.0695	6 120	.6	3 430
5	6 150	1.1230	6 900	.5	3 080
4	〃	1.0695	6 570	.4	2 460
3	〃	0.9132	5 610	.3	1 850
2	〃	0.6670	4 100	.2	1 230
1	〃	0.3525	2 170	.1	620
			$H = 39\,030\ kg$		$V_1 = 18\,470\ kg$

$T = -42\,550\ kg$

$Q = -7\,600$ 〃

$V_1x = 18\,470\times 15 = +277\,000$

$Pa = 0$

$Hy = 39\,030\times 7.14 = -279\,000$

$M = -2\,000\ kg\,m$

(d) 格點 2。

(i) 最大正彎曲率。荷重は格點 3 の場合と同じ。

$H = 20\,340\ kg$　$V_1 = 19\,420\ kg$　$\sin\varphi = 0.3778$　$\cos\varphi = 0.9259$

$T = -(13\,270\times 0.3778 + 20\,340\times 0.9259) = -23\,870\ kg$

$Q = -(13\,270\times 0.9259 - 20\,340\times 0.3778) = -4\,600$ 〃

$V_1x = 19\,420\times 10 = +194\,200$

$Pa = 6\,150\times 5 = -30\,800$

$Hy = 20\,340\times 5.44 = -110\,700$

$M = +52\,700\ kg\,m$

(ii) 最大負彎曲率。

$H = 27\,300\ kg$　$V_1 = 10\,130\ kg$

$T = -(10\,130\times 0.3778 + 27\,300\times 0.9259) = -29\,070\ kg$

$Q = -(10\,130\times 0.9259 - 27\,300\times 0.3778) = -910$ 〃

$V_1x = 10\,130\times 10 = +101\,300$

$Pa = 0$

$Hy = 27\,300\times 5.44 = -148\,500$

$M = -47\,200\ kg\,m$

(e) 格點 0、　滿載荷重。

$H = 45\,760\ kg$、　$V_1 = 28\,570\ kg$、　$\sin\varphi = 0.5623$、　$\cos\varphi = 0.8269$、

$T = -(28\,570\times 0.5623 + 45\,760\times 0.8269) = -53\,900\ kg$

$Q = -(28\,570\times 0.8269 - 45\,760\times 0.5623) = +21\,200$ 〃

(7) 死活荷重應力の和。

	格點 0			格點 2		
	T	M	Q	T	M	Q
死荷重	−105 100	0		− 99 000	+ 15 500	
正活荷重		0		− 23 780	+ 52 700	
計	−105 100	0		−122 780	+ 68 200	
死荷重	−105 100			− 99 000	+ 15 500	
負活荷重	− 53 900	0		− 29 070	− 47 200	
計	−159 000			−128 070	− 31 700	
死荷重	−105 100		− 3 600			+ 6 850
活荷重	− 53 900	0	+ 21 200			
計	−159 000		− 17 600			

	格點 3			拱頂		
	T	M	Q	T	M	Q
死荷重	− 94 200	+ 20 250		− 89 100	+ 24 250	
正活荷重	− 21 490	+ 54 000		− 22 000	+ 35 250	
計	−115 690	+ 74 250		−111 100	+ 59 500	
死荷重	− 94 200	+ 20 250		− 89 100	+ 24 250	
負活荷重	− 29 000	− 43 000		− 25 420	− 18 000	
計	−123 200	− 22 750		−114 520	+ 6 250	
死重荷			+ 6 700	− 89 100	+ 24 250	+ 6 250
活荷重			− 7 600	− 45 760	+ 17 500	+ 10 130
計			− 900	−134 860	+ 41 750	+ 16 380

(8) 弦の應力。

(a) 拱頂。

總斷面積 $= 305.49\ cm^2$

最大正彎曲率を生ずるとき $M = +59\,500\ kg\,m$、 $T = 111\,100\ kg$

$$\text{直壓力} = -\frac{111\,100}{305.49} = -364\ kg/cm^2$$

$$\text{彎曲應力} = \frac{59\,500\times100}{616\,480}\times51 = \mp 492\ kg/cm^2$$

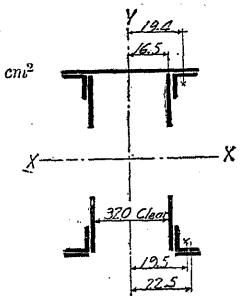
$$\text{纖維應力} = \begin{cases}-492-364 = -856\ kg/cm^2 & \text{上突緣}\\ +492-364 = +128\ 〃 & \text{下突緣}\end{cases}$$

最大推力を生ずるとき $M = +41\,750\ kg\,m$、 $N = -134\,860\ kg$

$$\text{直壓力} = -\frac{134\,860}{305.49} = -442\ kg/cm^2$$

$$\text{彎曲應力} = \frac{41\,750\times100}{616\,480}\times51 = \mp 346\ kg/cm^2$$

$$\text{纖維應力} = \begin{cases}-788\ kg/cm^2 & \text{上突緣}\\ -96\ 〃 & \text{下突緣}\end{cases}$$



環動半徑。

$$r_x = \sqrt{\frac{J}{A}} = \sqrt{\frac{616\,480}{305.42}} = 45\ cm$$

Y 軸に對する環動半徑。

上突緣	$2L_s\ 150\times100\times12$	$= 57.12$	$458+57.12\times19.4^2 = 21\,958$
	$2Pl_s\ 250\times9$	$= 45.00$	$45.0\times16.5^2 = 12\,250$
	$1\ Cov.\ pl.\ 560\times9$	$= 50.40$	$= 13\,172$
		$152.52\ cm^2$(總斷面)	$47\,380\ cm^4$
下突緣	$2L_s\ 150\times100\times15$	$= 70.50$	$557+70.5\times19.5^2 = 27\,360$
	$2Pl_s\ 250\times9$	$= 45.00$	$45.0\times16.5^2 = 12\,250$
	$2\ Cov.\ pl_s\ 110\times7$	$= 37.40$	$38+37.4\times22.5^2 = 18\,990$
		$152.90\ cm^2$(總斷面)	$58\,600\ cm^4$
		計 $= 305.42\ cm^2$	$J_0 = 105\,980\ cm^4$

$$r_y = \sqrt{\frac{105\,980}{305.42}} = 18.65\ cm$$

拱頂に於ける無支持長 $= 5.11\ m$ (格點 5～4 間)

$$\frac{l}{r} = \frac{511}{18.65} = 27.4$$

許容壓力 $= 1\,500(1-0.0055\times27.4) = 1\,275\ kg/cm^2$ $1\,000\ kg/cm^2$ を用ふ。

(b) 格點 3、

$M = +74\,250\ kg\,m$、 $T = -115\,690\ kg$

$$\text{直壓力} = -\frac{115\,690}{305.42} = -379\ kg/cm^2$$

$$\text{彎曲應力} = \frac{74\,250\times100}{800\,700}\times57.3 = \mp 531\ kg/cm^2$$

$$\text{纖維應力} = \begin{cases}-910 & \text{上突緣}\\ +152 & \text{下突緣}\end{cases}$$

$$\frac{l}{r} = \frac{528.3}{18.65} = 28.4$$

許容應力 $= 1\,500(1-0.0055\times28.4) = 1\,265$ $1\,000\ kg/cm^2$ を用ふ。

(c) 格點 2、

$M = +68\,200\ kg\,m$、 $T = -122\,780\ kg$

$$\text{直壓力} = -\frac{122\,780}{305.42} = -402\ kg/cm^2$$

$$\text{彎曲應力} = \frac{68\,200\times100}{1\,051\,700}\times64.8 = \mp 420\ kg/cm^2$$

$$\text{纖維應力} = \begin{cases}-822\ kg/cm^2 & \text{上突緣}\\ +18\ 〃 & \text{下突緣}\end{cases}$$

(d) 格點 0、

$M = 0$、 $T = -159\,000\ kg$

$$\text{直壓力} = -\frac{159\,000}{305.42} = -521\ kg/cm^2$$

(9) 腹材の應力。

(a) 起拱點 0、 $Q = +17\,600\ kg$

垂直材 應力 $= -17\,600\times1.4 = -24\,600\ kg$

	$4L_s$	$75\times75\times9 = 50.9\ cm^2$(總)	$22\ mm$ 鋲	7.5本
又は	$4L_s$	$75\times65\times8 = 42.2$ 〃	〃	8.2本

斜 材 $Q = 18\,000\ kg$

	$4L_s$	$75\times75\times9 = 50.9\ cm^2$(總)	$22\ mm$ 鋲	5.5本
又は	$4L_s$	$75\times65\times8 = 42.2$ 〃	〃	6本

(b) 拱頂。 $Q = 16\,380\ kg$

斜應力 $16\,380\times1.41 = 23\,200\ kg$

	$4L_s$	$75\times75\times9 = 50.9-9 = 41.9\ cm^2$(純)	$22\ mm$ 鋲	7.2本
又は	$4L_s$	$75\times65\times8 = 42.2-8 = 34.2$ 〃	〃	7.8本

鉛直應力 $-16\,380\ kg$

	$4L_s$	$75\times65\times8 = 42.2\ cm^2$(總)	$22\ mm$ 鋲	5.5本

(10) 吊材。

死荷重 $12\,500\,kg$

活荷重 $1\,970$

$$\frac{280}{2\,250}\times\frac{500}{455} = 2\,480$$

$5\,320$

$\underline{\quad 710}$

$$6\,030\times\frac{1.3}{1.182} = 6\,620$$

$\underline{\qquad 9\,100}$

吊材の應力 $= +21\,600\,kg$

$4L_s$　$90\times90\times10 = 68.0-8\times2.5 = 48.0$

$1\,Pl.$　$300\times9 = 27.0-2\times2.25 = 22.5$

$95.6\,cm^2$(總)　$70.5\,cm^2$(純)　$\frac{l}{r} = \frac{780}{4.1} = 190$

(11) 水平推力。以上の結果に依り各部材の應力が必要とする斷面を再び假定し (第607圖)、其の惰性率を計算する。

$$H = \frac{1}{2}\,\frac{\int_o^{a'}\frac{x\,y\,ds}{J}+a\int_{a'}^{\frac{l'}{2}}\frac{y\,ds}{J}-\int_o^{a}\frac{\sin\varphi\,dx}{A}}{\int_o^{\frac{l'}{2}}\frac{y^2\,ds}{J}+\int_o^{\frac{l'}{2}}\frac{\cos\varphi\,dx}{A}+\frac{l}{2A_t}}W$$

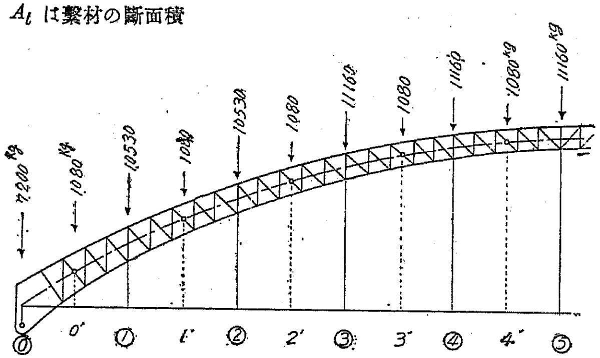
廣井博士著 Statically Indeterminate stresses (107頁)

a' は 0 點より拱軸に沿ふて測つた曲線長

l' は 拱軸の長

A は拱肋の斷面積

A_t は繋材の斷面積



第　597　圖

格點	x (m)	y (m)	ds (m)	J (cm^4)	$\frac{xydx}{J}$	a (m)	$\frac{yds}{J}$	$\sin\varphi$	dx (m)	A (cm^2)	$\frac{\sin\varphi dx}{A}$	
0	0.0	1.072	0	1 682 300	0	0	0	0.5640	0	449.50	0	
0′	2.5	1.732	3.001	1 208 400	10.7583	2.5	0.0430	0.5250	2.5	235.30	0.5578	
1	5.0	3.157	2.878	1 032 000	44.0206	5.0	0.0880	0.4769	〃	〃	0.5067	
1′	7.5	4.445	2.812	1 053 500	88.9844	7.5	0.1186	0.4289	〃	279.22	0.3840	
2	10.0	5.531	2.726	903 100	166.9528	10.0	0.1670	0.3719	〃	〃	0.3330	
2′	12.5	6.449	2.663	781 900	274.5506	12.5	0.2196	0.3170	〃	〃	0.2838	
3	15.0	7.202	2.611	684 400	412.1367	15.0	0.2748	0.2540	〃	〃	0.2274	
3′	17.5	7.787	2.568	614 900	569.1133	17.5	0.3252	0.1968	〃	〃	0.1762	
4	20.0	8.205	2.535	563 900	737.7079	20.0	0.3689	0.1325	〃	〃	0.1186	
4′	22.5	8.456	2.513	533 700	895.8654	22.5	0.3982	0.0669	〃	〃	0.0599	
5	25.0	8.540	2.501	523 200	1020.5724	25.0	0.4082	0	〃	〃	0	
計		$\frac{l'}{2}=26.808m$			$\sum_0^{a'}\frac{xyds}{J}$		$a\sum_{a'}^{\frac{l'}{2}}\frac{yds}{J}$				$\sum_0^{a}\frac{\sin\varphi dx}{A}$	H の分子
0′					0		0				0	0
0′					10.7533		592.125				0.5578	602.3205
1					54.7739		1 140.250				1.0645	1 193.9594
1′					143.7583		1 621.425				1.4485	1 763.7348
2					310.7111		1 994.900				1.7815	2 303.8296
2′					585.2617		2 219.125				2.0653	2 802.3214
3					997.3984		2 250.750				2.2927	3 245.8557
3′					1 566.5117		2 056.775				2.4689	3 620.8178
4					2 304.2196		1 612.800				2.5875	3 914.4321
4′					3 200.0850		918.450				2.6474	4 115.8876
5					4 220.6574		0				2.6474	4 218.0100

繋材の斷面

$2L_s$　$300\times90@38.13 = 97.15$

$2Pl_s$　$240\times9 = 43.20$

$140.35\,cm^2 = A_t$

$$\frac{l}{2A_t} = \frac{5\,000}{2\times140.35} = 17.8126$$

格 點	y (m)	ds (m)	J (cm^4)	$\frac{y^2ds}{J}$	$\cos\varphi$	ds (m)	A (cm^2)	$\frac{\cos\varphi\, dx}{A}$	$\frac{l}{2A_t}$
0	0.072	0	1 682.300	0	0.8258	0	449.50	0	17.8126
0′	1.732	3.001	1 208 400	7.4476	0.8511	2.5	235.30	0.9043	〃
1	3.157	2.878	1 032.000	27.7816	0.8790	〃	〃	0.9339	〃
1′	4.445	2.812	1 053.500	52.7177	0.9033	〃	279.22	0.8088	〃
2	5.531	2.726	903.100	92.3677	0.9283	〃	〃	0.8312	〃
2′	6.449	2.663	781.900	141.6200	0.9484	〃	〃	0.8492	〃
3	7.202	2.611	684.400	197.9110	0.9672	〃	〃	0.8660	〃
3′	7.787	2.568	614.900	253.2332	0.9804	〃	〃	0.8778	〃
4	8.205	2.535	563.900	302.6825	0.9912	〃	〃	0.8875	〃
4′	8.456	2.513	533.700	336.7179	0.9978	〃	〃	0.8934	〃
5	8.540	2.501	523.200	348.6028	1.0000	〃	〃	0.8954	〃

$$\sum_{0}^{\frac{l'}{2}} \frac{y^2 ds}{J} = 1\,761.082 \qquad \sum_{0}^{\frac{l'}{2}} \frac{\cos\varphi\, dx}{A} = 8.7475$$

$$H \text{ の分母} = 1\,761.082 + 8.7475 + 17.8126 = 1\,787.6421$$

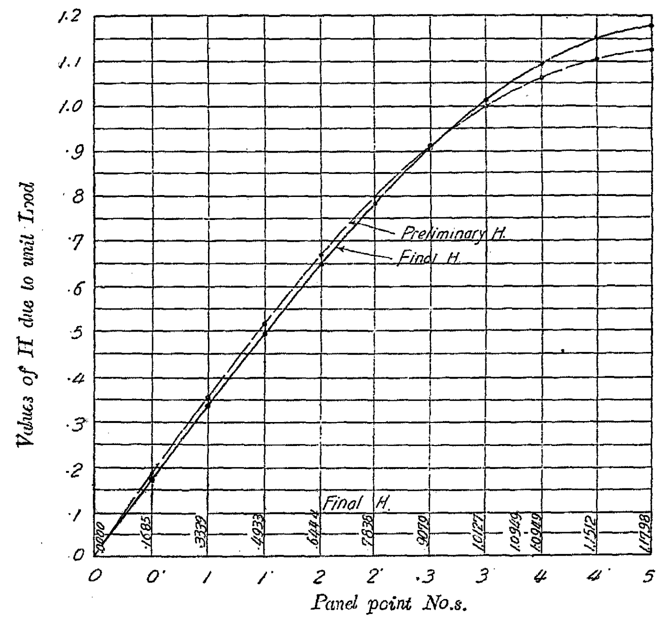
H 面積。

格 點	分 子		2×分母	H (單位荷重)	
0	0	÷	3575.2842	0	0
0′	602.3205	÷	〃	0.1685	
1	1 193.9594	÷	〃	0.3339	0.3339
1′	1 763.7348	÷	〃	0.4933	
2	2 303.8296	÷	〃	0.6444	0.6444
2′	2 802.3214	÷	〃	0.7838	
3	3 245.8557	÷	〃	0.9079	0.9079
3′	3 620.8178	÷	〃	1.0127	
4	3 914.4321	÷	〃	1.0949	1.0949
4′	4 115.8876	÷	〃	1.1512	
5	4 218.0100	÷	〃	$1.1798 \times \frac{1}{2}$	= 0.5899

一支間に對する $H = 3.5710 \times 2 = 7.1420$

$$\frac{\text{最終}H}{\text{豫備}H} = \frac{7.1420}{7.1274} = 1.00205$$

豫備 H の誤差 $= -0.21\%$(最終の H)



第 593 圖

H が定まつたならば反力軌跡を描き、各格點に於て死活兩荷重より生ずる M、T 及 Q を求め、然る後各格點の緣維應力の計算は前述と全く同一である。

2. 千住大橋 第 599 圖其一乃至其三(卷末添付)は、東京府南千住町荒川に架したる四號國道の繫拱橋で、ヒンの中心間距離 90.0m、下弦と繫材との交點間の距離 80.0m、拱矢 11.0 m、拱頂に於ける拱構の高 2.8m、路面の有效幅員 21.8m を有し、第一種荷重にて設計したる街路橋である。

$$\frac{\text{拱頂の拱構の高}}{\text{徑間}} = \frac{2.8}{80.0} = \frac{1}{28.6}$$

$$\frac{\text{拱矢}}{\text{徑間}} = \frac{11.0}{80.0} = \frac{1}{7.3}$$