橋 梁 工 學

Bridge Engineering

第3章 單 構 橋

第1節 總 論 General considerations.

§ 65. **結構** Framed structure.

結構とは幾つかの直なる材片を以て組立てられたる構造物であつて各材片の端に於て結付けられ一つの剛體として働くものである。

構 Truss とは桁として働く結構である，構を區分して**屋構** Roof truss と**橋構** Bridge truss との二つにすることが出來る，而して其の兩端に於て單に支持せられるものを**單構** Simple truss と稱す。

結構を構成して居る材片を**部材** Member と稱し．部材の連絡する點を**格結**又は**格點** Panel point と稱す，又部材の內張力を受けるものを**抗張材** Tie と稱し．壓力を受けるものを**抗壓材** Strut と稱す。

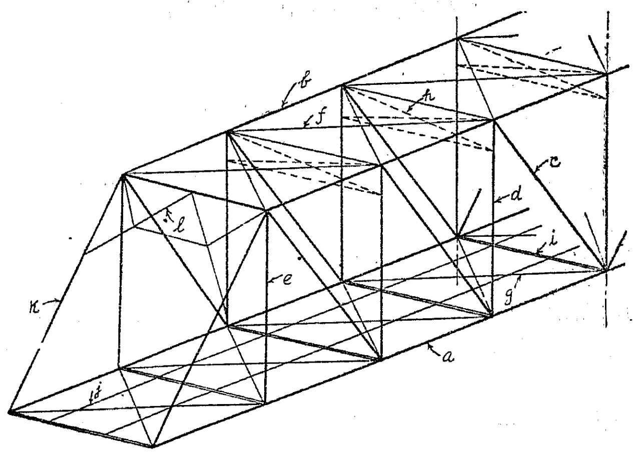
橋構の上下にある部材を**弦材** Chord と稱し．上部のものを**上弦材** Top chord or Upper chord 下部のものを**下弦材** Bottom chord-or Lower chord と稱す，上下弦材を連絡する部材を總稱して**腹材** Web member と稱し．腹材の內斜なるものを**斜材**又は**對角材** Diagonal member 垂直なるものを**竪材**又は**垂直材** Vertical member と稱す，**端柱** End post とは腹材の最端のものを稱す。

弦材の格點間の距離を**分格長** Panel length と稱し．兩端支點間の距離

を**支間** Effective span とするのである，竪材と竪材との間の空間を**構格** Panel と稱す。

橋構を橋梁として使用せられる場合各部の構造は大要第 318 圖に示す。

第 3 1 8 圖



a) 下弦材 Lower chord or Bottom chord.
b) 上弦材 Upper chord or Top chord.
c) 對角材 Diagonal.
d) 垂直材 Vertical.
e) 腰吊材 Hip-vertical.
f) 上横綾構 Upper lateral bracing.
g) 下横綾構 Lower lateral bracing.
h) 對傾綾構 Sway bracing.
i) 床桁 Floor beam.
j) 縦桁 Stringer.
k) 端柱 End post.
l) 橋門構 Portal bracing.

橋構を垂直に二個乃至數個（多くの場合二個）併列して其の間に**床部** Floor system を設ける，鋪裝．牀版等を經て來る荷重は**縦桁** Stringer，**床桁** Floor beam を通して**主構**に傳送される，上弦材及下弦材相互を連絡す

る結構を**横綾構**（**横構**）Lateral bracing と稱し風壓等の横荷重に抵抗する，而して上弦材に設けたるものを**上横綾構**（**上横構**）Upper lateral bracing 下弦材に設けたるものを**下横綾構**（**下横構**）Lower lateral bracing と稱す，此等の結構の弦材は別に之を設けず主構の弦材を以て兼用せしめ且つ載荷弦側に於ては床桁を以て腹材の垂直材を兼用せしめる，又兩主構の相對する垂直材には**對傾綾構** Sway bracing を設けて横荷重に對する主構の剛性を増加する，主構の端柱には**橋門構** Portal bracing を設けて上横綾構の横荷重を支承に傳へる。

公道橋の幅員廣く步車道を區別するものは主構を步車道の境に設け床桁を主構の外側迄に延長して其の部分に步道を設ける事が多い。

§ 66. **結構の種別** Classification of framed structures.

結構の最も簡單なるものは三角形である，三角形の結構は部材の長を伸縮するにあらざれば其の形を變化することは出來ないけれども其他の形例へば四角形，五角形は長を變化せずして其の形を變化することは出來る，故に斯る形は結構として不完全なるものである，結構は如何に複雜なる形でも必ず三角形を組合せたる形でなければならない，此の意味から結構を區別して

完全結構 Complete framed structure.
不完全結構 Incomplete framed structure.
過分結構 Redundant framed structure.

とすることが出來る。

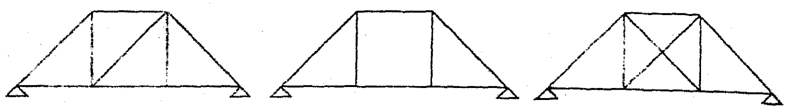
完全結構とは結構を幾つかの三角形に分つに要する丈の部材數を有するものであつて斯るものは任意の荷重に對して靜力學決定構造物である。

不完全結構とは結構を三角形に分つに要する丈の部材數を備へざるもので特殊なる荷重狀態に對してのみ其の形を變化しないが一般荷重に對して

は原形を保ち得ざるものである。

過分結構とは三角形に分つに要する以上に部材數を有するものであつて一般荷重に對して其の形を變化しないけれども靜力學不決定構造物である。

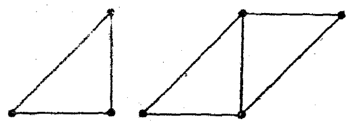
第319圖



完全結構　　不完全結構　　過分結構

今結構に於て部材數及格點數を各 m 及 p とすれば最初の三角形を形成するには $m=3$ $p=3$ である，而して夫以上格點一つ增す每に部材は二つ增加する（第 320 圖參照）。

第320圖



第18表

	格點數	部材數
最初の三角形	3	3
增加數	m'	$2m'$
總數	$p=3+m'$	$m=3+2m'$

故に第 18 表の兩式より m' を消去すれば

$$m=2p-3 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (124)$$

となる。

(124) 式は完全結構なる爲の部材數と格點數の關係を示すものである，乃ち

$m=2p-3$ なる時……完全結構.

$m<2p-3$ なる時……不完全結構.

$m>2p-3$ なる時……過分結構.

である。

§ 67. **結構の應力** Stress of truss.

結構に生ずる應力を區別して

第一次應力 Primary stress.

第二次應力 Secondary stress.

の二種とする。

第一次應力とは荷重（活荷重．死荷重及横荷重等）及溫度の變化に因つて生ずる應力であつて我等が或る假定の下に計算し得るものである，普通の結構は此の應力のみに依つて設計せられるのである。

第二次應力とは第一次應力を求める爲の假定が事實でない爲に生ずる應力、及其の他第二次的の原因によつて生ずる應力．例へば格結の剛性、材片の**偏心** Eccentricity 或は工作の不完全等より生ずる應力であつて普通の設計には計算せられないものである。

單構橋に於て第一次應力を計算する場合次の如き假定をする。

1. 凡て外力は格點に載るものとし各部材は單に**軸應力** Direct stress のみを受けるものとする。
2. 凡ての格點は摩擦のない**鉸** Hinge であるとする。
3. 凡ての部材は直線であつて同一平面内にあるとする。

而して完全結構に於ては**靜力學平衡公式** Equations of statical equilibrium 乃ち

$$\Sigma M=0$$

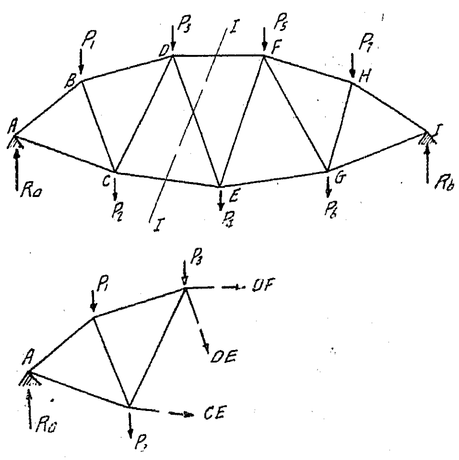
$$\Sigma V=0$$

$$\Sigma H=0$$

を使用し**圖式的** Graphical 或は**解析的** Analytical に之を求めるのである，概して**直弦構** Parallel chord truss に於ては解析法に依ること多く**曲弦構** Curved chord truss に於ては兩法を混用することが多い。

第 321 圖の橋構に於て $P_1 \cdots\cdots P_7$ 荷重に因つて生ずる反力を R_a 及 R_b とする，然る時は $P_1 \cdots\cdots P_7$ 及 R_a. R_b は**外力** External force であつて此等の外力に因り各部材に**內力(應力)** Internal force (Stress) を生じ全內外力は平衡狀態を保つてゐる，故に一つの斷面 I—I を假想し其の一方側例へば左側のみを考へる場合には R_a 及 $P_1 \cdots P_3$ の外力と DF. DE 及 CE の三つの內力とは平衡狀態を保つてゐる事となる，此等の內外力に**力の平衡公式**を適當に適用することに依り解析的に或は圖式的に各應力を求めることが出來る。

第 3 2 1 圖



§ 68. **格點荷重** Panel load.

橋構の格點に作用する荷重を**格點荷重** Panel load と稱し更に分ちて**格點死荷重** Panel dead load 及**格點活荷重** Panel live load とにする，**格點活荷重**は等布荷重又は當量等布荷重の場合は橋構單位長の荷重に分格長を乘ずる事に依つて求めることが出來る，**格點死荷重**は床張．床部．主構及綾構の重量であつて床張及床部の重量は主構設計以前に豫め決定し正確なる數量を知り得るけれども殘りの主構及び綾構の重量は之を假定しなければならない，此の假定は相當困難なることであつて之を便ずる實驗式もあるが鐵道橋にしろ公道橋にしろ大して信用することは出來ない，寧ろ既設の實例を參考して假定する方が最も適當なる方法である，其の假定の巧拙は要するに經驗に待つより外はない。

實驗式の一例.

a) 鐵 道 橋.

1. 米國の例.

$$w=(al+b)\sqrt{\text{Cooper's loading } x}$$

a. b=定數.

l=徑間長（呎）.

w≒單線軌道を有する單構橋に於ける結構一呎當りの鐵材總重量（封度）.

a, b の値.

プラツト構 Pratt truss の場合 $a=1.1$ $b=100$

バルチモア構 Baltimore truss の場合 $a=1.1$ $b=120$

2. 獨逸の例.

第 1 9 表

	徑間長（米）	主構の間隔（米）	主構の鐵部重量（瓩/米）	床部の鐵部重量（瓩/米）
下路橋の場合（歩道無）	20～40	4.8	540+27l	600
		4.9	540+27l	625
		5.0	540+27l	670
	40～80	4.8	680+27l	600
		4.9	680+27l	625
		5.0	680+27l	670
上路橋の場合（歩道有）		2.5	540+27l	490
		3.5	540+27l	580

l……徑間長（米）.

我國の鐵道橋の假定活荷重は Cooper's E 40 に相當するものである，複線の場合は約其の 80%～90% の增加を必要とする。

b) 公道橋（ベルトシインゲルの公式）.

1. 步道を結構の内に有するもの.

第 2 0 表 其 1

	徑 間 長（米）	主構の鐵部重量（瓩/平方米）
直 弦 構	15～40	$50+3.7l$
曲 弦 構	15～40	$30+3.7l$
	40～60	$60+3.7l$

l……徑間長（米）.

2. 步道を結構の外に配したるもの.

第 2 0 表 其 2

	徑 間 長（米）	主構の鐵部重量（瓩/平方米）
直 弦 構	15～40	$40+2.8l$
曲 弦 構	15～40	$20+2.8l$
	40～200	$50+2l+0.01l^2$

l……徑間長（米）.

我國の現在公道橋の内市街橋鋼鐵の總重量は400瓩/平方米. ～600瓩/平方米. 位のものである。

此等の荷重は床部を支へる弦材乃ち**載荷弦** Loaded chord に多くかゝり然らざる弦材乃ち**無載荷弦** Unloaded chord に少い事は想像に難くない，故に普通其の分配を次の如く假定する.

F……一構格の床張重量.

W……一構格當りの鐵材（主構. 床部及綾構の鐵材）の平均重量.

とすれば

$$載荷弦の格點死荷重=F+\frac{2}{3}W$$

$$無載荷弦の格點死荷重=\frac{1}{3}W$$

とし非常に高さの低い構橋に於ては全部載荷弦の格點に荷重するものとする。

第 2 節 格點荷重に依る應力計算法（直弦構）

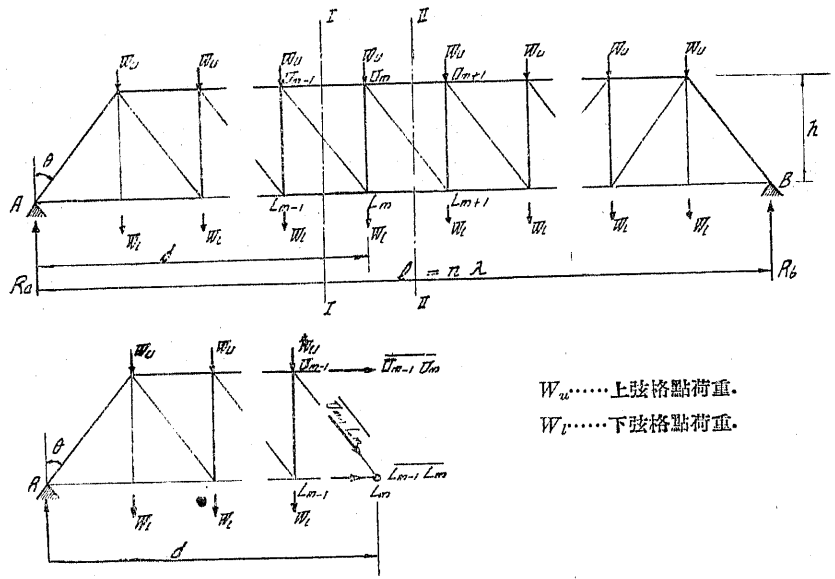
Stress calculation of parallel chord truss due to the panel load.

§ 69. 直弦構應力計算の一般方法.

直弦構の應力は一般に解析法に依る場合が多い，而して計算の最初に於ては未知の應力は凡て張力と假定し最後の結果に於て「+」符號なる時は張力.「−」符號なる時は壓力と確定するのである。

弦材の應力 第322圖に於て任意の上弦材 $U_{m-1}U_m$ の應力を求めんと

第 3 2 2 圖



W_u……上弦格點荷重.

W_l……下弦格點荷重.

するには假想斷面 $I-I$ を以て構を切斷し其の左側のみを考へる時は斷面を以て切斷せられたる三つの部材 $U_{m-1}U_m$ $U_{m-1}L_m$ 及 $L_{m-1}L_m$ の應力と左側凡ての外力とは平衡狀態を保つてゐる，故に $U_{m-1}U_m$ を除きたる二つの部材の交點 L_m に於て $\Sigma M=0$ を適用する時は

$$R_a d-(W_u+W_l)(d-\lambda)\cdots\cdots+\overline{U_{m-1}U_m}\times h=0$$

となる，而して $[R_a d-(W_u+W_l)(d-\lambda)\cdots\cdots]$ は外力の L_m 點の廻りの力率の總計であつて之を M_{lm} とすれば

$$M_{lm}+\overline{U_{m-1}U_m}\times h=0$$

$$\overline{U_{m-1}U_m}=-\frac{M_{lm}}{h}\cdots\cdots\cdots\cdots(125)$$

にして應力は「－」となるを以て壓力である。

同樣に任意の下弦材 L_mL_{m+1} の應力を求めんとするには $II-II$ 斷面を假想しU_mU_{m+1} 及 U_mL_{m+1} の交點 U_m に於て $\Sigma M=0$ を適用する時は

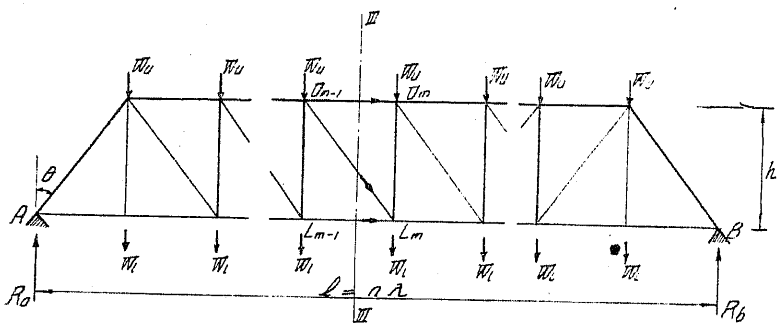
$$M_{um}-\overline{L_mL_{m+1}}\times h=0$$

$$\overline{L_mL_{m+1}}=+\frac{M_{um}}{h}\cdots\cdots\cdots\cdots(126)$$

を得る，「＋」なるを以て張力である。

要するに**直弦構の弦材の應力は其の弦材に對する他の弦材に於ける格點の廻りの外力に因る力率の總計を構の高さで割る**事に依つて求められる，而

第 3 2 3 圖 其 1



して上弦材は壓力，下弦材は張力を受ける。

腹材の應力 第 323 圖其 1 に於て任意の對角材 $U_{m-1}L_m$ の應力を求めんとするには假想斷面 $III-III$ の左側の內外力に $\Sigma V=0$ の式を適用する時は

$$R_a-\sum_1^{m-1}(W_u+W_l)-U_{m-1}L_m\cos\theta=0$$

となる，而して $[R_a-\sum_1^{m-1}(W_u+W_l)]$ は斷面 $III-III$ の垂直剪力であつて之を $S_{III-III}$ とすれば

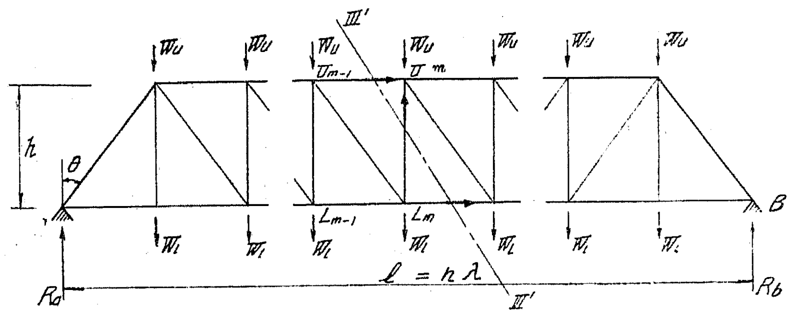
$$S_{III-III}-\overline{U_{m-1}L_m}\cos\theta=0$$

$$\overline{U_{m-1}L_m}=S_{III-III}\sec\theta\cdots\cdots\cdots\cdots(127)$$

である。

第 323 圖其 2 に於て任意の垂直材 U_mL_m を應力を求めんとするには前同樣斷面 $III'-III'$ を假想して $\Sigma V=0$ 式を適用すれば

第 3 2 3 圖 其 2



$$R_a-\sum_1^{m-1}(W_u+W_l)-W_l+\overline{U_mL_m}=0$$

となる，$[R_a-\sum_1^{m-1}(W_u+W_l)-W_l]$ は斷面 $III'-III'$ の垂直剪力なるを以て

$$\overline{U_mL_m}=-S_{III'-III'}\cdots\cdots\cdots\cdots(128)$$

である。

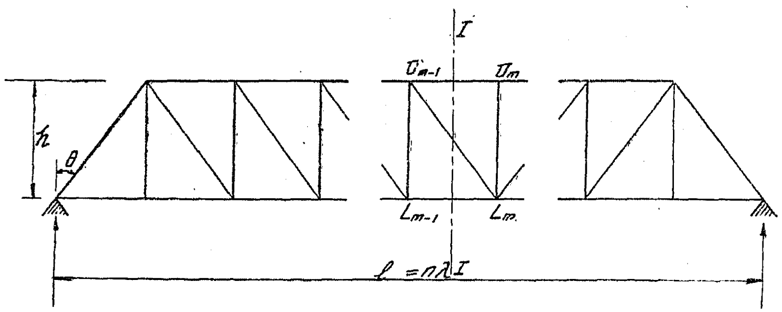
要するに**腹材の應力は其の腹材より左側の外力の和にその腹材の垂直線**

となす角の正割 secant **を乘ずる**ことに依つて求められる。

死荷重は靜止荷重なるが故に之に因つて生ずる部材の應力は變化せず，部材の抗張材たるか抗壓材たるかは死荷重應力に依て區別せられる，然るに活荷重は靜止荷重ではなく任意の狀態に載荷し得るを以て其の應力は一定せず常に變化するものである，故に活荷重の載荷狀態の如何に係らず常に死荷重と同一符號の應力を生ずる場合には活荷重に因る最大應力と死荷重應力との和が部材の最大應力であつて死荷重應力のみが部材の最小應力である，然るに部材の活荷重應力が活荷重載荷の狀態に因つて張力．壓力兩樣の應力を生ずる場合には死荷重應力と之と同一符號を有する活荷重の最大應力（**活荷重の最大應力**と稱す）との和が部材の最大應力であつて死荷重應力と之と異る符號を有する活荷重の最大應力（代數的に**活荷重の最小應力**と稱す）との和が部材の最小應力である，而して部材の最大應力と最小應力とが同一符號なる場合は最大應力を以て部材を設計し，若し兩者の符號が異る場合は所謂**交番應力** Alternate stress を受ける結果となり部材の設計應力は道路構造に關する細則第三十五條及鋼鐵道橋設計示方書第十四條及第十五條に依りて決定せられるのである。

一般に直弦構に於ては上弦材は抗壓材．下弦材は抗張材．腹材は對角材の方向に依り或るものは抗壓材．或るものは抗張材となる。

第 3 2 4 圖



次に直弦構の部材の最大應力及最小應力を生ずる荷重の位置を求める。

第 324 圖に於て任意の弦材 $U_{m-1}U_m$ 或は $L_{m-1}L_m$ の應力は (125)式及 (126) 式に依り

$$-\overline{U_{m-1}U_m}=\frac{M_{lm}}{h}$$

$$+\overline{L_{m-1}L_m}=\frac{M_{u(m-1)}}{h}$$

である，故に M_{lm} 及 $M_{u(m-1)}$ が最大なる時是等弦材の應力は最大となる，而して M_{lm} 及 $M_{u(m-1)}$ は共に構の全格點に荷重したる場合最大となるを以て**弦材の應力は全格點に荷重したる場合最大となり，活荷重が作用せず死荷重のみの時は最小となる。**

又任意の腹材 $U_{m-1}L_m$ の應力は (127) 式に依り

$$+\overline{U_{m-1}L_m}=S_{1-1}\sec\theta$$

である，而して S_{1-1} の値は荷重の位置が斷面 $I-I$ の左右に依つて其の符號を異にする，故に左右對稱の結構に於て常に中央より左側の部材に就いて考慮するものとすれば**腹材に生ずる應力は斷面の右側の格點に凡て荷重したる場合最大となり，斷面の左側の格點に凡て荷重したる場合最小となる。**

§ 70. ストレーベン構とステンデル構．

一般に橋構を大別して次の二種とする．

ストレーベン フアハヴェルク(構) Streben Fachwerk.

ステンデル フアハヴェルク(構) Ständer Fachwerk.

前者は結構の腹材が凡て斜材のみより成るものを稱し後者は斜材と垂直材より成るものを稱す，乃ち**ワーレン トラス**及**ラテイス トラス**等は**ストレーベン構**であつて**ハウ トラス**及**プラツト トラス**等は**ステンデル構**で

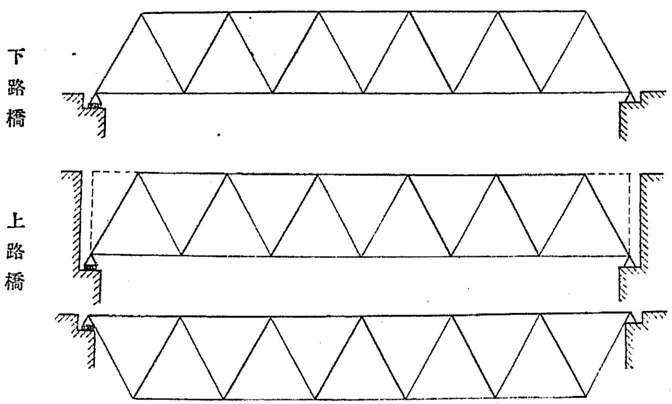
ある。

結構部材の應力が張力なるか壓力なるかは § 69 にて述べた方法に依つて區別し得るけれども最初より結構の型に依つて抗壓材なるか抗張材なるか豫め區別する方が何かにつけて便利である，乃ち上弦材は抗壓材．下弦材は抗張材であることは鈑桁の上下突緣の場合と同一である，而して腹材は下路橋の場合**ストレーベン構**に於ては端柱及之と同一傾斜の部材は抗壓材であつて反對傾斜の部材は抗張材である，**ステンデル構**に於ては對角材が端柱と同一傾斜を有する場合は對角材が抗壓材で垂直材が抗張材である，若し對角材が端柱と反對傾斜を有する場合は反對に對角材が抗張材で垂直材が抗壓材である，上路橋の場合は下路橋の場合の應力と反對となる，勿論多少の例外はある。

§ 71. 直弦構の實例 其一（ストレーベン構） Examples of parallel chord truss.

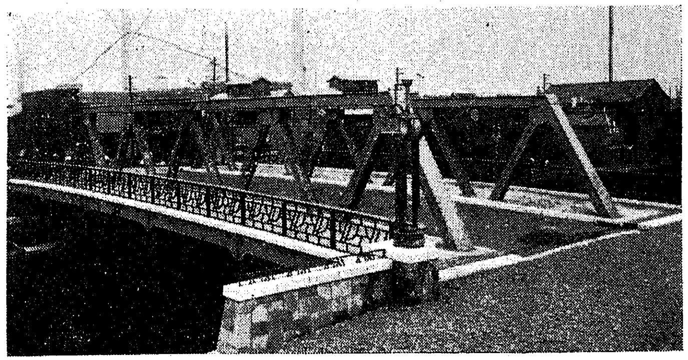
(*a*) ワーレン トラス Warren truss.

第 3 2 5 圖 其 1



第 3 2 5 圖 其 2

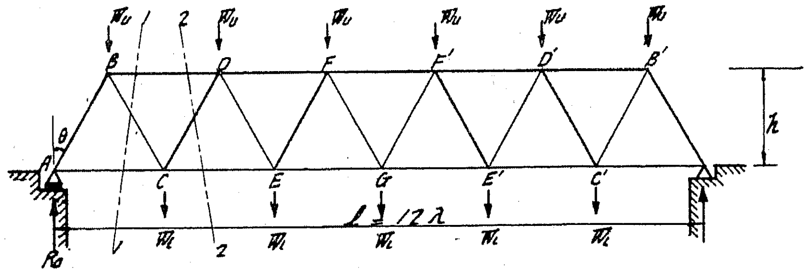
ワーレン構の實例



ワーレン トラスは 1846 年ベルジウム人 **ネヴーユ** Neville 氏に依つて考案せられ後年 1849 年英人**ワーレン** Warren 氏に依つて改良せられたる型であつて殊に垂直材を附したる型は現今非常に多く使用せられてゐる。

（イ） 死荷重に因る應力.

第 3 2 6 圖



W_l=下弦に於ける格點死荷重.

W_u=上弦に於ける格點死荷重.

$$W_u+W_l=W$$

$$R_a=\frac{1}{2}(6W_u+5W_l)=3W_u+2\frac{1}{2}W_l$$

(124) 式乃至 (128) 式に依りて各部材の應力を求める.

端　柱　$-\overline{AB}=R_a\sec\theta=(3W_u+2\frac{1}{2}W_l)\sec\theta$

下弦材 $+\overline{AC}=\frac{M_B}{h}=\frac{R_a\lambda}{h}=(3W_u+2\frac{1}{2}W_l)\tan\theta$

$+\overline{CE}=\frac{M_D}{h}=\frac{1}{h}(R_a\times3\lambda-W_u\times2\lambda-W_l\lambda)$

$=(7W_u+6\frac{1}{2}W_l)\tan\theta$

$+\overline{EG}=\frac{M_F}{h}=\frac{1}{h}[R_a\times5\lambda-W_u(4\lambda+2\lambda)-W_l(3\lambda+\lambda)]$

$=(9W_u+8\frac{1}{2}W_l)\tan\theta$

上弦材 $-\overline{BD}=\frac{M_C}{h}=\frac{1}{h}(R_a\times2\lambda-W_u\times\lambda)=(5W_u+5W_l)\tan\theta$

$-\overline{DF}=\frac{M_E}{h}=\frac{1}{h}[R_a\times4\lambda-W_u(3\lambda+\lambda)-W_l\times2\lambda)]$

$=(8W_u+8W_l)\tan\theta$

$-\overline{FF'}=\frac{M_G}{h}=\frac{1}{h}[R_a\times6\lambda-W_u(5\lambda+3\lambda+\lambda)-W_l(4\lambda+2\lambda)]$

$=(9W_u+9W_l)\tan\theta$

腹　材 $+\overline{BC}=S_{1-1}\sec\theta=(R_a-W_u)\sec\theta=(2W_u+2\frac{1}{2}W_l)\sec\theta$

$-\overline{DC}=S_{2-2}\sec\theta=(R_a-W_u-W_l)\sec\theta$

$=(2W_u+1\frac{1}{2}W_l)\sec\theta$

$+\overline{DE}=(R_a-2W_u-W_l)\sec\theta=(W_u+1\frac{1}{2}W_l)\sec\theta$

$-\overline{EF}=(R_a-2W_u-2W_l)\sec\theta=(W_u+\frac{1}{2}W_l)\sec\theta$

$+\overline{FG}=(R_a-3W_u-2W_l)\sec\theta=\frac{1}{2}W_l\sec\theta$

（ロ） 活荷重に因る應力.

P=格點活荷重.

§ 69 に述べた如く弦材及端柱に於ける應力は全格點に荷重したる場合最大となるを以て死荷重應力を求めたる際の $W_l=P$. とし $W_u=0$ とすれば宜しい，而して最小應力は活荷重を荷重せざる場合なるを以て零である。

腹材に於ける應力は斷面の右側の凡ての格點に荷重したる場合に最大となり左側の凡ての格點に荷重したる場合に最小となる，而して最大及最小應力の符號は反對である。

端　柱 AB $\begin{cases} \max.\cdots-\overline{AB}=2\frac{1}{2}P\sec\theta \\ \min.\cdots\overline{AB}=0 \end{cases}$

下弦材 AC $\begin{cases} \max.\cdots+\overline{AC}=2\frac{1}{2}P\tan\theta \\ \min.\cdots\overline{AC}=0 \end{cases}$

CE $\begin{cases} \max.\cdots+\overline{CE}=6\frac{1}{2}P\tan\theta \\ \min.\cdots\overline{AE}=0 \end{cases}$

EG $\begin{cases} \max.\cdots+\overline{EG}=8\frac{1}{2}P\tan\theta \\ \min.\cdots\overline{EG}=0 \end{cases}$

上弦材 BD $\begin{cases} \max.\cdots-\overline{BD}=5P\tan\theta \\ \min.\cdots\overline{BD}=0 \end{cases}$

DF $\begin{cases} \max.\cdots-\overline{DF}=8P\tan\theta \\ \min.\cdots\overline{DF}=0 \end{cases}$

FF' $\begin{cases} \max.\cdots-\overline{FF'}=9P\tan\theta \\ \min.\cdots\overline{FF'}=0 \end{cases}$

腹　材

格點 $C\to C'$ に荷重して

$$BC\begin{cases}\max.\cdots\cdots+\overline{BC}=2\frac{1}{2}P\sec\theta\\ \min.\cdots\cdots\overline{BC}=0\end{cases}$$

格點 $E\to C'$ に（最大應力の場合）及 C のみに（最小應力の場合）荷重して

$$CD\begin{cases}\max.\cdots\cdots-\overline{CD}=\dfrac{P(8\lambda+6\lambda+4\lambda+2\lambda)}{12\lambda}\sec\theta=\dfrac{5}{3}P\sec\theta\\ \min.\cdots\cdots+\overline{CD}=\dfrac{1}{6}\mathrm{P}\sec\theta\end{cases}$$

同樣にして

$$DE\begin{cases}\max.\cdots\cdots+\overline{DE}=\dfrac{5}{3}\mathrm{P}\sec\theta\\ \min.\cdots\cdots-\overline{DE}=\dfrac{1}{6}P\sec\theta\end{cases}$$

格點 $G\to C'$（最大應力）及 $C\to E$（最小應力）に荷重して

$$EF\begin{cases}\max.\cdots\cdots-\overline{EF}=\dfrac{P(6\lambda+4\lambda+2\lambda)}{12\lambda}\sec\theta=P\sec\theta\\ \min.\cdots\cdots+\overline{EF}=\dfrac{P(4\lambda+2\lambda)}{12\lambda}\sec\theta=\dfrac{1}{2}P\sec\theta\end{cases}$$

同樣にして

$$FG\begin{cases}\max.\cdots\cdots+\overline{FG}=P\sec\theta\\ \min.\cdots\cdots+\overline{FG}=\dfrac{1}{2}P\sec\theta\end{cases}$$

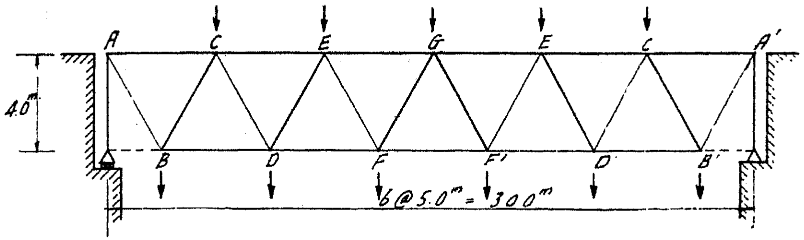
死荷重に因る應力は橋梁架設と同時に常に受けて居る應力にして之に活荷重に因る最大及最小應力を合せて各部材の受くべき應力の範圍を知ることが出來る。

例題. **ワーレントラスの應力計算實例.**

死荷重=1,000 kg/meter of truss.

活荷重=3,000 kg/meter of truss.

第 3 2 7 圖



（イ） 死荷重應力.

死荷重を載荷弦及無載荷弦の格點に 2 : 1 の比に分配せられるものと假定する

$W_u : W_l=2:1$ $\qquad 7W_u+6W_l=1{,}000\times 30$ kg.

$W_l=1{,}500$ kg. $\qquad W_u=3{,}000$ kg.

$\tan\theta=\dfrac{2.5}{4.0}=0.625$ $\qquad \sec\theta=1.179$

$$\mathrm{R}_a=\frac{1}{2}(5W_u+6W_l)=\frac{1}{2}(5\times 3{,}000+6\times 1{,}500)=12{,}000\text{ kg.}$$

端　柱 $+\overline{AB}=R_a\sec\theta=12{,}000\times 1.179=14{,}150$ kg.

下弦材 $+\overline{BD}=(2R_a-W_l)\tan\theta=(2\times 12{,}000-1{,}500)\times 0.625$

$=14{,}060$ kg.

$+\overline{DF}=[4R_a-2W_u-(3+1)W_l]\tan\theta$

$=(4\times 12{,}000-2\times 3{,}000-4\times 1{,}500)\times 0.625=22{,}500$ kg.

$+\overline{FF'}=[6R_a-(4+2)W_u-(5+3+1)W_l]\tan\theta$

$=(6\times 12{,}000-6\times 3{,}000-9\times 1{,}500)\times 0.625=25{,}940$ kg.

上弦材 $-\overline{AC}=R_a\tan\theta=12{,}000\times 0.625=7{,}500$ kg.

$-\overline{CE}=(3R_a-W_u-2W_l)\tan\theta$

$=(3\times 12{,}000-3{,}000-2\times 1{,}500)\times 0.625=18{,}750$ kg.

$-\overline{EG}=[5R_a-(3+1)W_u-(4+2)W_l]\tan\theta$

$=(5\times12,000-4\times3,000-6\times1,500)\times0.625=24,380$ kg.

腹 材 $-\overline{BC}=(R_a-W_l)\sec\theta=(12,000-1,500)\times1.179=12,380$ kg.

$+\overline{CD}=(R_a-W_u-W_l)\sec\theta$

$=(12,000-3,000-1,500)\times1.179=8,840$ kg.

$-\overline{DE}=(R_a-W_u-2W_l)\sec\theta$

$=(12,000-3,000-2\times1,500)\times1.179=7,070$ kg.

$+\overline{EF}=(R_a-2W_u-2W_l)\sec\theta$

$=(12,000-2\times3,000-2\times1,500)\times1.179=3,540$ kg.

$-\overline{FG}=(R_a-2W_u-3W_l)\sec\theta$

$=(12,000-2\times3,000-3\times1,500)\times1.179=1,770$ kg.

(ロ) 活荷重應力.

$P=3,000\times5=15,000$ kg.

全格點に荷重して

端 柱 $AB\begin{cases}\text{max.}\cdots+\overline{AB}=2\frac{1}{2}P\sec\theta=2.5\times15,000\times1.179=44,210\text{kg.}\\ \text{min.}\cdots\overline{AB}=0\end{cases}$

下弦材 $BD\begin{cases}\text{max.}\cdots+\overline{BD}=(2\frac{1}{2}P\times2)\tan\theta=(2.5\times15,000\times2)\times0.625\\ \qquad=46,880\text{ kg.}\\ \text{min.}\cdots\overline{BD}=0\end{cases}$

$DF\begin{cases}\text{max.}\cdots+\overline{DF}=(2\frac{1}{2}P\times4-2P)\tan\theta\\ \qquad=(2.5\times15,000\times4-2\times15,000)\times0.625=75,000\text{ kg.}\\ \text{min.}\cdots\overline{DF}=0\end{cases}$

$FF'\begin{cases}\text{max.}\cdots+\overline{FF'}=[2\frac{1}{2}P\times6-(4+2)P]\tan\theta\\ \qquad=(15-6)\times15,000\times0.625=84,380\text{ kg.}\\ \text{min.}\cdots\overline{FF'}=0\end{cases}$

上弦材 $AC\begin{cases}\text{max.}\cdots-\overline{AC}=(2\frac{1}{2}\times P)\tan\theta=2.5\times15,000\times0.625\\ \qquad=23,440\text{ kg.}\\ \text{min.}\cdots\overline{AC}=0\end{cases}$

$CE\begin{cases}\text{max.}\cdots-\overline{CE}=(2\frac{1}{2}P\times3-P)\tan\theta\\ \qquad=(7.5-1)\times15,000\times0.625=60,940\text{ kg.}\\ \text{min.}\cdots\overline{CD}=0\end{cases}$

$EG\begin{cases}\text{max.}\cdots-\overline{EG}=[2\frac{1}{2}P\times5-(3+1)P]\tan\theta\\ \qquad=(12.5-4)\times15,000\times0.625=79,690\text{ kg.}\\ \text{min.}\cdots\overline{EG}=0\end{cases}$

腹 材

C 點の右側全格點に荷重して

$BC\begin{cases}\text{max.}\cdots-\overline{BC}=2\frac{1}{2}P\sec\theta=2.5\times15,000\times1.179=44,210\text{ kg.}\\ \text{min.}\cdots\overline{BC}=0\end{cases}$

E 點の右側全格點及 C 格點のみに荷重して

$CD\begin{cases}\text{max.}\cdots+\overline{CD}=\dfrac{4+3+2+1}{6}\times P\sec\theta\\ \qquad=\dfrac{5}{3}\times15,000\times1.179=29,480\text{ kg.}\\ \text{min.}\cdots-\overline{CD}=\dfrac{1}{6}P\sec\theta=\dfrac{1}{6}\times15,000\times1.179=2,950\text{ kg.}\end{cases}$

$DE\begin{cases}\text{max.}\cdots-\overline{DE}=29,480\text{ kg.}\\ \text{min.}\cdots+\overline{CD}=2,950\text{ kg.}\end{cases}$

G 點の右側全格點及 C. E 格點に荷重して

$$EF\begin{cases}\text{max.}\cdots+\overline{EF}=\dfrac{3+2+1}{6}\times P\sec\theta \\ \qquad\qquad =15{,}000\times1{,}179=17{,}690\text{ kg.} \\ \text{min.}\cdots+\overline{EF}=\dfrac{2+1}{6}P\sec\theta \\ \qquad\qquad =\dfrac{1}{2}\times15{,}000\times1.179=8{,}850\text{ kg.}\end{cases}$$

$$FG\begin{cases}\text{max.}\cdots-\overline{FG}=17{,}690\text{ kg.} \\ \text{min.}\cdots+\overline{FG}=8{,}850\text{ kg.}\end{cases}$$

(ハ) 合成應力.

以上の結果を設計に使用する場合一つの表に纒めて合成應力を求む。

第 2 1 表 其 1

名稱	部材	死荷重應力 瓩	活荷重應力 瓩		合成應力 瓩		設 計	
			最 大	最 小	最 大	最 小	應力 瓩	部 材
端 柱	*AB*	+14,150	+44,210	0	+ 58,360	+14,150	+ 58,360	抗張材
下弦材	*BD*	+14,060	+46,880	0	+ 60,940	+14,060	+ 60,940	〃
〃	*DF*	+22,500	+75,000	0	+ 97,500	+22,500	+ 97,500	〃
〃	*FF′*	+25,940	+84,380	0	+110,340	+25,940	+110,340	〃
上弦材	*AC*	− 7,500	−23,440	0	− 30,940	− 7,500	− 30,940	抗壓材
〃	*CE*	−18,750	−60,940	0	− 79,690	−18,750	− 79,690	〃
〃	*EG*	−24,380	−79,690	0	−104,070	−24,380	−104,070	〃
腹 材	*BC*	−12,380	−44,210	0	− 56,590	−12,380	− 56,590	〃
〃	*CD*	+ 8,840	+29,480	−2,950	+ 38,320	+ 5,890	+ 38,320	抗張材
〃	*DE*	− 7,070	−29,480	+2,950	+ 36,550	− 4,120	− 36,550	抗壓材
〃	*EF*	+ 3,540	+17,690	−8,850	+ 21,230	− 5,310		
〃	*FG*	− 1,770	−17,690	+8,850	− 19,460	+ 7,080		
	AH	−15,000	−45,000	0	− 60,000	−15,000	− 60,000	抗壓材
	AB	0	0	0	0	0		

第21表其 1 により多くの部材は合成應力の最大値と最小値と同一符號なるを以て斯る部材は最大應力に依つて設計せられる，たゞ腹材の內中央

近くの *EF* 及 *FG* は其の最大值と最小値とは符號を異にするを以て交番應力を受くる結果となる，故に道路構造に關する細則第三十五條（公道橋）又は鋼鐵道橋設計示方書第十五條（鐵道橋）に依つて第 21 表其 2 の如くにして設計應力を求め同一部材を抗張材及抗壓材兩樣に設計せられる。

第 2 1 表 其 2

部 材	合成應力 瓩		加算應力 瓩	設 計	
	最 大	最 小		應力 瓩	部 材
EF	+21,230	−5,310	$\pm\dfrac{5{,}310}{2}=\pm2{,}660$	+23,890 − 7,970	抗張材 抗壓材
FG	−19,460	+7,080	$\pm\dfrac{7{,}080}{2}=\pm3{,}540$	−23,000 + 9,620	抗壓材 抗張材

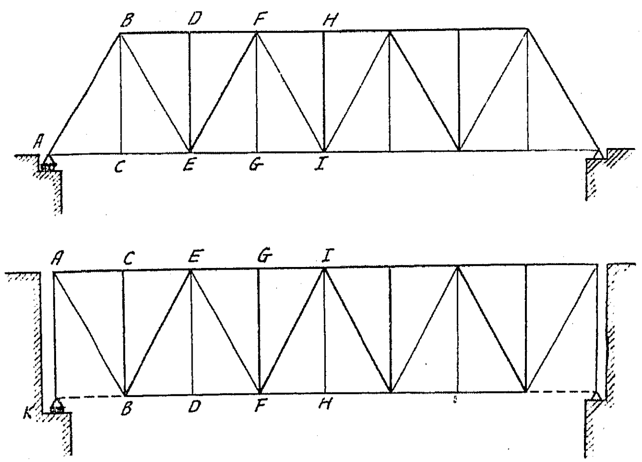
AH は構の各部材の應力には關係なくたゞ *A* 點の荷重を支承に傳へるのみの役目をなすものである，*BH* は全然應力を受けない部材である。

(*b*) **堅材を有するワーレン トラス** Warren truss with sub-verticals.

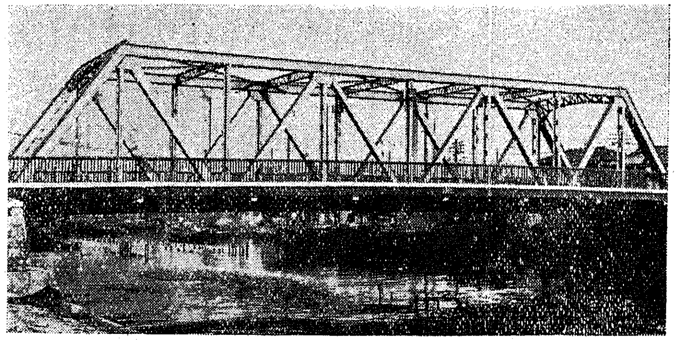
第 3 2 8 圖

下路橋

上路橋



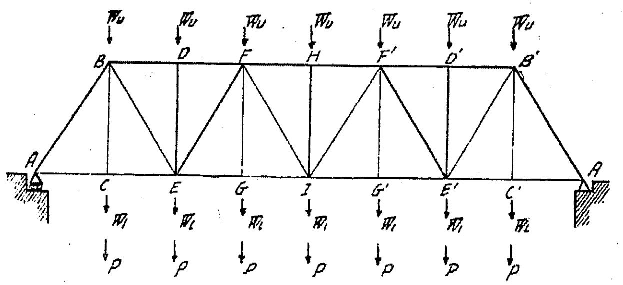
竪材を有するワーレントラスの實例



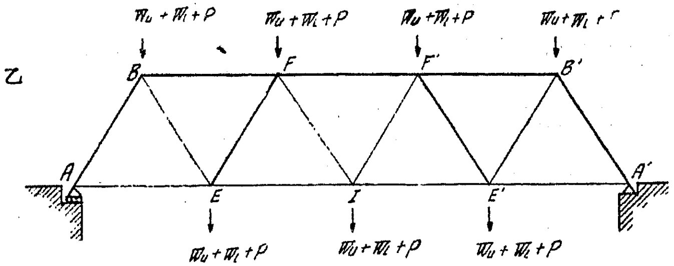
之は抗壓材となる上弦材の柱長を小にする目的に供することが出來る，又竪材のないものであると直接床桁を弦材の上にのせる場合が多い故弦材は之が爲に彎曲率の影響を受けるのである，之に反して竪材を用ひたるものは竪材に床桁を取付けて弦材に彎曲率の影響を與へない様にすることが出來る，斯る結構を計算する場合に竪材は單に荷重を格點より格點へ傳へる役目をなすものと考へれば可い，乃ち第329圖に於て甲圖の如きものは乙圖の如き**ワーレン トラス**として計算せられる。

第329圖 其1

甲

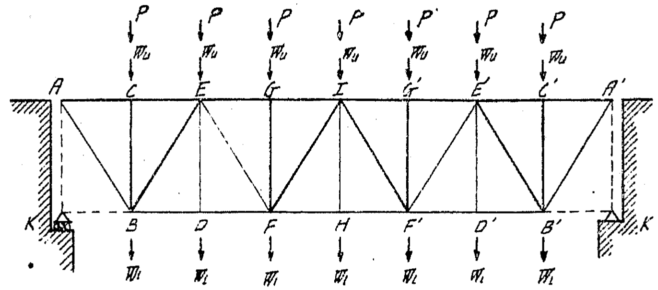


乙

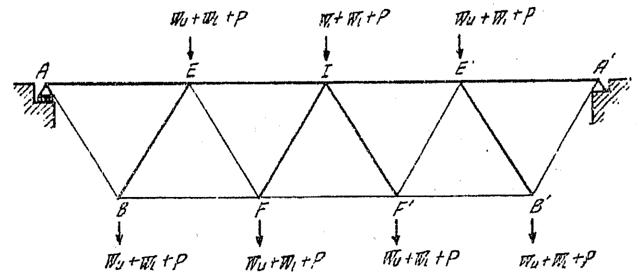


第329圖 其2

甲

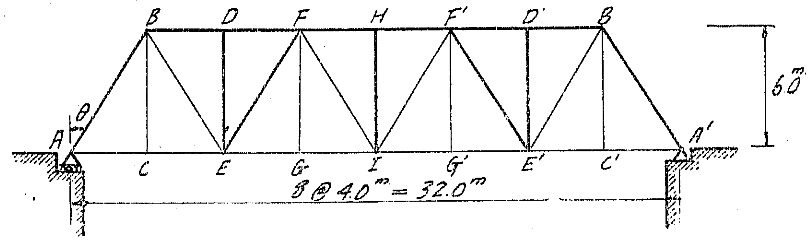


乙



例題. 竪材を有する**ワーレン トラス**の應力計算實例.

第330圖



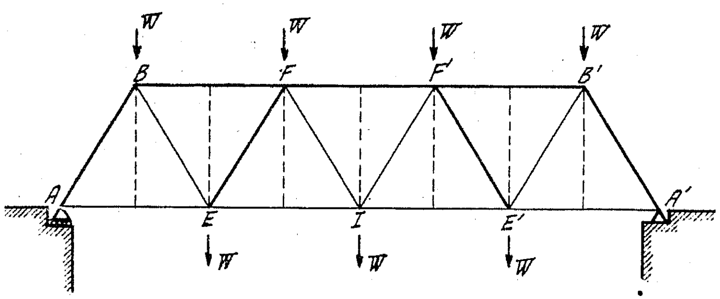
格點死荷重 $\begin{cases} W_u=2.0\,T \\ W_l=3.0\,T \end{cases}$

格點活荷重　$P=18.0\,T$

$\tan\theta=0.667$　　$\sec\theta=1.202$

（イ）死荷重應力.

第　3　3　1　圖



$W=W_u+W_l=2.0+3.0=5.0\,T$

$R_1=\frac{7}{2}W=17.5\,T$

端　柱　$-\overline{AB}=R_1\sec\theta=17.5\times1.202=21.04\,T$

下弦材　$+\overline{AE}=R_a\tan\theta=17.5\times0.667=11.67\,T$

$+\overline{EI}=[R_a\times3-W\times(2+1)]\tan\theta$

$=(17.5\times3-5.0\times3)\times0.667=25.01\,T$

上弦材　$-\overline{BF}=(R_1\times2-W\times1)\tan\theta=(17.5\times2-5.0)\times0.667=20.01\,T$

$-\overline{FF'}=[R_a\times4-W(3+2+1)]\tan\theta$

$=(17.5\times4-6\times5.0)\times0.667=26.63\,T$

腹　材　$+\overline{BE}=(R_1-W)\sec\theta=(17.5-5.0)\times1.202=15.03\,T$

$-\overline{EF}=(R_a-2W)\sec\theta=(17.5-5.0\times2)\times1.202=8.52\,T$

$+\overline{FI}=(R_1-3W)\sec\theta=(17.5-5.0\times3)\times1.202=3.01\,T$

竪　材　$\left.\begin{matrix}+\overline{BC}\\+\overline{FG}\end{matrix}\right\}=W_l=3.0\,T$

$\left.\begin{matrix}-\overline{DE}\\-\overline{HI}\end{matrix}\right\}=W_u=2.0\,T$

（ロ）活荷重應力.

全格點に荷重して端柱及弦材の最大應力を求める，最小應力は零である。

$R_1=3\frac{1}{2}P\times18.0=63.0\,T$

端　柱　max. ……$-\overline{AB}=R_a\sec\theta=63.0\times1.202=75.73\,T$

下弦材　max. ……$+\overline{AE}=R_a\tan\theta=63.0\times0.667=42.02\,T$

max. ……$+\overline{EI}=[R_a\times3-P\times(2+1)]\tan\theta$

$=(63.0\times3-18\times3)\times0.667=90.05\,T$

上弦材　max. ……$-\overline{BF}=(R_a\times2-P\times1)\tan\theta$

$=(63.0\times2-18.0)\times0.667=72.04\,T$

max. ……$-\overline{FF'}=[R_a\times4-P\times(3+2+1)]\tan\theta$

$=(63.0\times4-6\times18.0)\times0.667=96.05\,T$

腹　材

E 格點より右側全格點及 C 格點のみに荷重して

$$BE\begin{cases}\text{max.}\cdots+\overline{BE}=\left[P\times\dfrac{(6+5+\cdots\cdots+1)}{8}\right]\sec\theta\\[2mm] \qquad=\dfrac{21}{8}\times18.0\times1.202=56.79\,T\\[2mm] \text{min.}\cdots-\overline{BE}=\left(P\times\dfrac{1}{8}\right)\sec\theta=\dfrac{1}{8}\times18.0\times1.202=2.70\,T\end{cases}$$

G 格點より右側全格點及 C. E 格點に荷重して

$$EF\begin{cases}\text{max.}\cdots-\overline{EF}=\left[P\times\dfrac{(5+4+\cdots\cdots+1)}{8}\right]\sec\theta\\[2mm] \qquad=\dfrac{15}{8}\times18.0\times1.202=40.57\,T\end{cases}$$

$$\left\{\begin{aligned}&\text{min.}\cdots+\overline{EF}=\left[P\times\frac{(2+1)}{8}\right]\sec\theta\\&\qquad=\frac{3}{8}\times18.0\times1.202=8.06\,T.\end{aligned}\right.$$

I 格點より右側全格點及 G 格點より左側全格點に荷重して

$$FI\left\{\begin{aligned}&\text{max.}\cdots+\overline{FI}=\left[P\times\frac{(4+3+2+1)}{8}\right]\sec\theta\\&\qquad=\frac{5}{4}\times18.0\times1.202=27.05\,T\\&\text{min.}\cdots-\overline{FI}=\left[P\times\frac{(3+2+1)}{8}\right]\sec\theta\\&\qquad=\frac{3}{4}\times18.0\times1.202=16.23\,T\end{aligned}\right.$$

竪材 BC 及 GF は C 及 G 格點に荷重した時最大應力となる，DE 及 HI は活荷重に因り應力を受けず。

$$\left.\begin{aligned}+\overline{BC}\\+\overline{GE}\end{aligned}\right\}=P=18.0\,T$$

（ハ） 合成應力.

第　2　2　表 其1

名稱	部材	死荷重應力 瓲	活荷重應力 瓲		合成應力 瓲		設計	
			最大	最小	最大	最小	應力 瓲	部材
端柱	AB	−21.04	−75.73	0	−96.77	−21.04	−96.77	抗壓材
下弦材	AC及CE	+11.67	+42.02	0	+53.69	+11.67	+53.69	抗張材
〃	EG及GI	+25.01	+90.05	0	+115.06	+25.01	+115.06	同上
上弦材	BD及DF	−20.01	−72.04	0	−92.05	−20.01	−92.05	抗壓材
〃	FH	−26.68	−96.05	0	−122.73	−26.68	−122.73	同上
對角材	BE	+15.03	+56.79	−2.70	+71.82	+12.33	+71.82	抗張材
〃	EF	−8.53	−40.57	+8.06	−49.10	−0.47	−49.10	抗壓材
〃	FI	+3.01	+27.05	−16.23	+30.06	−13.22		
竪材	BC及FG	+3.00	+18.00	0	+21.00	+3.00	+21.00	抗張材
〃	DE及HI	−2.00	0	0	−2.00	−2.00	−2.00	抗壓材

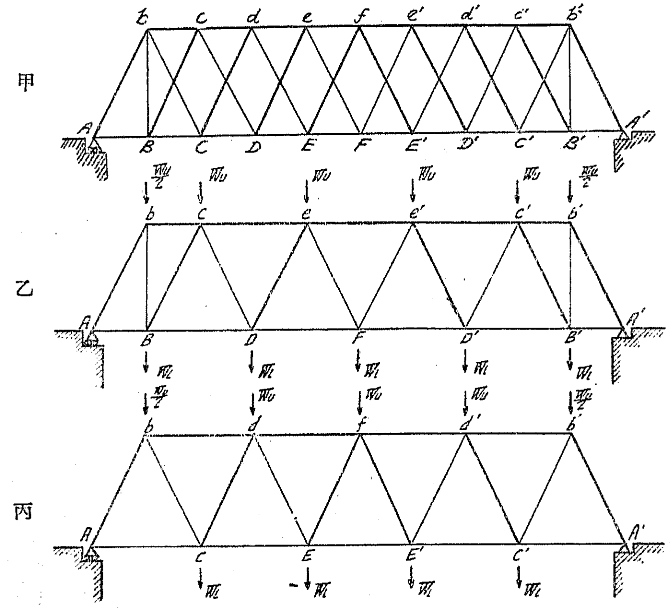
以上の表より FI が交番應力を受ける結果となる。

第　2　2　表 其2

部材	合成應力 瓲		加算應力 瓲	設計	
	最大	最小		應力 瓲	部材
FI	+30.06	−13.32	$\pm\frac{13.22}{2}=\pm6.61$	+36.67 −19.83	抗張材 抗壓材

(c) **二重ワーレン トラス** Warren truss with double intersections.

第　3　3　2　圖



此の結構は (124) 式により

$$m>2p-3$$

なるが故過分結構であつて靜力學不決定構造物である，然し之を二つの**ワーレン トラス**を組合せたるものと假定すれば容易に部材の應力を求め得

る，乃ち甲の如き原形を乙及丙の二つの**ワーレン トラス**に分解すれは A 及 A' 支承以外の格點中乙構及丙構に共通する格點は上弦材の b 及 b' のみである，故に是等の格點荷重は半分宛兩構に分配する，而して乙丙兩構の各部材應力を求め甲構の部材應力は次の如くにして計算する。

甲構　乙構　丙構

$$\overline{Ab}=\overline{Ab}+\overline{Ab}$$

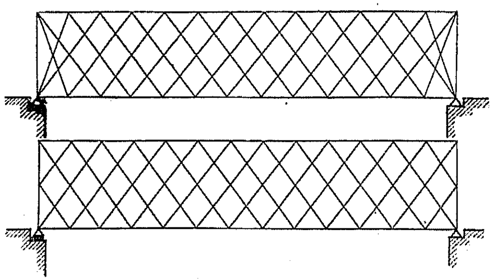
$$\overline{bc}=\overline{bc}+\overline{bd}$$

$$\overline{cd}=\overline{ce}+\overline{bd}$$

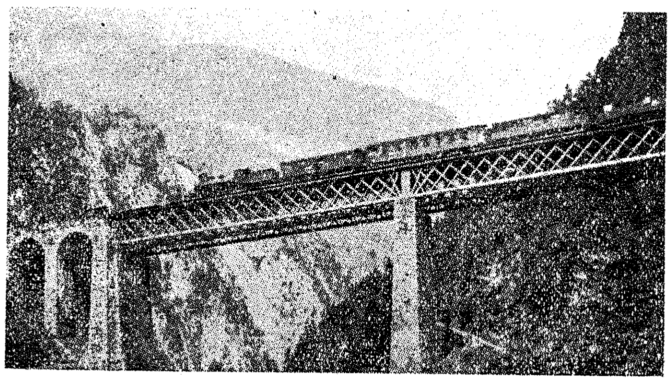
$$\overline{CD}=\overline{BD}+\overline{CE}$$

(*d*) **ラティス トラス** Lattice truss.

第 3 3 3 圖



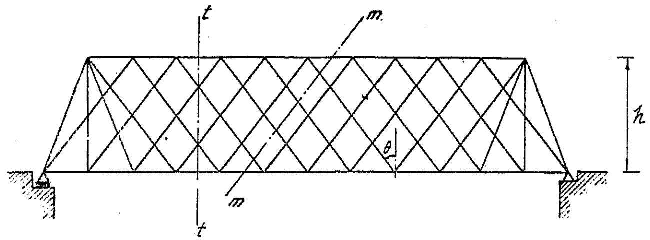
ラ テ ィ ス 構 の 實 例



此の結構は數多の**ワーレン トラス**を組合せた構 Warren truss with multiple intersections とも稱すべきものであつて今日餘り使用せられない，然し斯る結構は應力分布の曖昧なる反面に於て假令ひ腹材の一本が破壞せられる樣な事があつても橋全體の墜落と云ふ大なる損害を惹起する事がない，故に長き徑間の**鋲結構** Riveted truss に用ひて相當効果のあるものである。

勿論靜力學不決定構造物である，然し普通之を近似的に彎曲率は弦材にて、剪力は腹材にて抵抗するものと假定する。

第 3 3 4 圖



腹材の應力.

S＝斷面 m-m に於ける外力に因る剪力.

s＝斷面 m-m に依つて切斷せられる腹材の應力（各部材に等分せられると假定す）.

n＝斷面 m-m に依つて切斷せられる腹材數.

θ＝腹材が垂直線となす角.

$$s=\frac{S}{n}\sec\theta$$

弦材の應力.

M＝斷面 t-t に於ける外力に因る彎曲率.

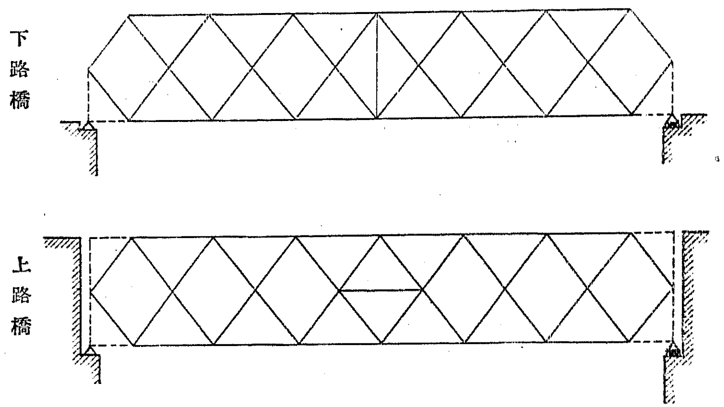
s＝斷面 t-t に依つて切斷せられる弦材の應力(上弦材は抗壓材，下弦材は抗張材.)

$$s=\frac{M}{h}$$

以上の式に依つて各部材の應力を求め得る。

(*e*)　**ローゼンジ トラス** Lozenge truss.

第　3　3　5　圖

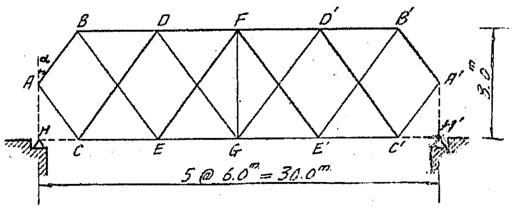


ローゼンジ トラスは第335圖に示すが如く腹材が對角材のみにては $2p-3$ が常に m-1 となり不完全結構である，此の不足の部材一本を中央に於て垂直若くは水平に取付けて補ふ。

此の結構の應力を求める場合假想斷面にて切斷せられる部材は常に四個あり從前の方法に依る事は出來ない，故に**クレモナ** Cremona の方法に依つて格點の平衡狀態を逐次解決して行くのである。

例題．**ローゼンジ トラス**の應力計算實例．

第　3　3　6　圖



$W_u=1.5\,T$　　$W_b=2.0\,T$　　$P=6.0\,T$

$\tan\alpha=\frac{3}{4}=0.75$　　$\sec\alpha=\frac{5}{4}=1.25$

$\cos\alpha=\frac{4}{5}=0.8$　　$\sin\alpha=\frac{3}{5}=0.6$

（イ）　死荷重應力．

$$R_a=2\frac{1}{2}\times(1.5+2.0)=8.75\,T$$

A 格點に於て $\overline{AC}=-\overline{AB}=8.75\times\frac{1}{2}\times1.25=5.469\,T$

B 格點に於て $\Sigma V=-1.5+(5.469-\overline{BE})\cos\alpha=0$　　$\overline{BE}=+3.594\,T$

$\Sigma H=\overline{BD}+(5.469+3.594)\sin\alpha=0$　　$\overline{BD}=-5.438\,T$

C 格點に於て $\Sigma V=-2.0+(5.469+\overline{CD})\cos\alpha=0$　　$\overline{CD}=-2.969\,T$

$\Sigma H=\overline{CE}-(5.469+2.969)\sin\alpha=0$　　$\overline{CE}=+5.063\,T$

D 格點に於て $\Sigma V=-1.5+(2.969-\overline{DG})\cos\alpha=0$　　$\overline{DG}=+1.094\,T$

$\Sigma H=\overline{DF}+5.438+(2.969+1.094)\sin\alpha=0$　　$DF=-7.876\,T$

E 格點に於て $\Sigma V=-2.0+(3.594+\overline{EF})\cos\alpha=0$　　$\overline{EF}=-1.094\,T$

$\Sigma H=\overline{EG}-5.063-(3.594+1.094)\sin\alpha=0$　　$\overline{EG}=+7.876\,T$

F 格點に於て $\Sigma V=-1.5+(1.094+1.094)\cos\alpha-\overline{FG}=0$　　$\overline{FG}=+0.250\,T$

（ロ）　活荷重應力．

AC AB BE 及弦材の應力は全格點に荷重したる場合最大となる．

$$R_a=2\frac{1}{2}\times6.0=15.0\,T$$

A 格點に於て $+\overline{AC}=-\overline{AB}=15.0\times\frac{1}{2}\times1.25=9.375\,T$（最大）

B 格點に於て $\Sigma V=(9.375-\overline{BE})\cos\alpha=0$　　$\overline{BE}=+9.375\,T$（最大）

$\Sigma H=\overline{BD}+(9.375+9.375)\sin\alpha=0$　$\overline{BD}=-11.250\,T$（最大）

C 格點に於て $\Sigma V=-6.0+(9.375+\overline{CD})\cos\alpha=0$　　$\overline{CD}=-1.875\,T$

$\Sigma H=\overline{CE}-(9.375+1.875)\sin\alpha=0$　　$\overline{CE}=+6.750\,T$（最大）

D 格點に於て

$$\Sigma V=(1.875-\overline{DG})\cos\alpha=0 \qquad \overline{DG}=+1.875\ T$$

$$\Sigma H=\overline{DF}+11.250+2\times1.875\sin\alpha=0 \quad \overline{DF}=-13.50\ T\text{(最大)}$$

E 格點に於て

$$\Sigma V=-6.0+(9.375+\overline{EF})\cos\alpha=0 \qquad \overline{EF}=-1.875\ T$$

$$\Sigma H=\overline{EG}-6.750-(9.375+1.875)\sin\alpha=0$$

$$\overline{EG}=+13.50\ T\text{(最大)}$$

F 格點に於て

$$\Sigma V=1.875\times2\times\cos\alpha-\overline{FG}=0 \qquad \overline{FG}=+3.00\ T$$

腹材の應力は例へば CD 部材に於ては E 格點より右側格點に全部荷重せる場合最大となり，C 格點より左側格點に全部荷重せる場合最小となる，又 D 格點の平衡狀態よりして CD の應力が最大なる時は DG の應力も最大となる。

腹材の最大應力.

$E.G.E'$ 及 C' 格點に荷重して

$$R_a=\frac{7+5+3+1}{10}\times6.0=9.60\ T$$

$$+\overline{AC}=-\overline{AB}=+\overline{BE}=\frac{1}{2}\times9.60\times1.25=6.00\ T$$

C 格點に於て $\Sigma V=(6.00+\overline{CD})\cos\alpha=0 \qquad \overline{CD}=-6.00\ T$ (最大)

D 格點に於て $\Sigma V=(6.00-\overline{DG})\cos\alpha=0 \qquad \overline{DG}=+6.00\ T$ (最大)

$G.E'$ 及 C' 格點に荷重して

$$R_a=\frac{5+3+1}{10}\times6.0=5.40\ T$$

$$+\overline{AC}=-\overline{AB}=+\overline{BE}=\frac{1}{2}\times5.40\times1.25=3.375\ T$$

E 格點に於て $\Sigma V=(3.375+\overline{EF})\cos\alpha=0 \qquad \overline{EF}=-3.375\ T$ (最大)

腹材の最小應力.

C 格點のみに荷重して

$$R_a=\frac{9}{10}\times6.0=5.40\ T$$

$$+\overline{AC}=-\overline{AB}=\frac{1}{2}\times5.40\sec\alpha$$

C 格點に於て $\Sigma V=\frac{5.40}{2}\sec\alpha\cos\alpha-6.0+\overline{CD}\cos\alpha=0$

$$\overline{CD}=+4.125\ T\text{(最小)}$$

D 格點に於て $\Sigma V=(-4.125-\overline{DG})\cos\alpha=0 \quad \overline{DG}=-4.125\ T$ (最小)

C 及 E 格點に荷重して

$$R_a=\frac{9+7}{10}\times6.0=9.60\ T$$

$$+\overline{AC}=-\overline{AB}=+\overline{BE}=9.60\times\frac{1}{2}\sec\alpha$$

E 格點に於て $\Sigma V=\frac{9.60}{2}\sec\alpha\cos\alpha-6.0+\overline{EF}\cos\alpha=0$

$$\overline{EF}=+1.500\ T\text{(最小)}$$

次に竪材 FG の最大. 最小應力を求める.

今 C 格點のみに荷重したる場合

$$R_a=\frac{9}{10}P \qquad R_b=\frac{1}{10}P$$

$$+\overline{AC}=-\overline{AB}=+\overline{BE}=-\overline{EF}=\frac{1}{2}\times\frac{9}{10}P\sec\alpha=\frac{9}{20}P\sec\alpha$$

$$+\overline{A'C'}=-\overline{A'B'}=+\overline{B'E'}=-\overline{E'F}=\frac{1}{2}\times\frac{1}{10}P\sec\alpha=\frac{1}{20}P\sec\alpha$$

從つて F 格點に於て

$$\Sigma V=\frac{9}{20}P\sec\alpha\cos\alpha+\frac{1}{20}P\sec\alpha\cos\alpha-\overline{FG}=0 \quad \overline{FG}=+\frac{1}{2}P$$

である

又 E 格點のみに荷重したる場合

$$R_a=\frac{7}{10}P \qquad R_b=\frac{3}{10}P$$

$$+\overline{AC}=-\overline{AB}=-\overline{CD}=+\overline{DG}=\frac{1}{2}\times\frac{7}{10}P\sec\alpha$$

$$+\overline{A'C'}=-\overline{A'B'}=-\overline{C'D'}=\overline{D'G}=\frac{1}{2}\times\frac{3}{10}P\sec\alpha$$

從つて G 格點に於て

$$\Sigma V=\frac{7}{20}P\sec\alpha\,\mathrm{css}\,\alpha+\frac{3}{20}P\sec\alpha\cos\alpha+\overline{FG}=0\qquad \overline{FG}=-\frac{1}{2}P$$

である

同様に G 格點のみに荷重したる場合

$$R_a=R_b=\frac{1}{2}P$$

$$-\overline{EF}=-\overline{E'F}=\frac{1}{4}P\sec\alpha$$

從つて F 格點に於て　$\Sigma V=(\frac{1}{4}P\sec\alpha)\times 2-\overline{EG}=0$　　$\overline{FG}=+\frac{1}{2}P$

である，本例題に於て FG の死荷重應力は張力なるを以て

最大活荷重應力は $C.\ G$ 及 C' 格點に荷重して

$$\overline{FG}=3\times\frac{1}{2}\times 6.0=+9.0\ T\ (最大)$$

最小活荷重應力は E 及 E' 格點に荷重して

$$\overline{FG}=-2\times\frac{1}{2}\times 6.0=-6.0\ T\ (最小)$$

である。

(ハ)　合成應力.

第　2　3　表

名稱	部材	死荷重應力瓲	活荷重應力瓲		合成應力瓲		設計	
			最大	最小	最大	最小	應力瓲	部材
上弦材	BD	−5.438	−11.250	0	−16.688	−5.438	−16.688	抗壓材
〃	DF	−7.876	−13.500	0	−21.376	−7.876	−21.376	〃
下弦材	CE	+5.063	+ 6.750	0	+11.813	+5.063	+11.813	抗張材
〃	EG	+7.876	+13.500	0	+21.376	+7.876	+21.376	〃
端柱	AB	−5.469	− 9.375	0	−14.844	−5.469	−14.844	抗壓材
〃	AC	+5.469	+ 9.375	0	+14.844	+5.469	+14.844	抗張材
腹材	BE	+3.594	+ 9.375	0	+12.969	+3.594	+12.969	〃
〃	CD	−2.969	− 6.000	+4.125	− 8.969	+1.156	{ − 9.547 { + 1.734	抗壓材 抗張材
〃	DG	+1.094	+ 6.000	−4.125	+ 7.094	−3.031	{ + 8.610 { − 4.547	抗張材 抗壓材
〃	EF	−1.094	− 3.375	+1.500	− 4.469	+0.406	{ − 4.672 { + 0.609	抗壓材 抗張材
堅材	FG	+0.250	+ 9.000	−6.000	+ 9.250	−5.750	{ +12.125 { − 8.625	抗張材 抗壓材

第 23 表の交番應力を受ける腹材は**ワーレン構**の場合と同様にして設計應力を計算する。

§ 72.　直弦構の實例其二（ステンデル構）.

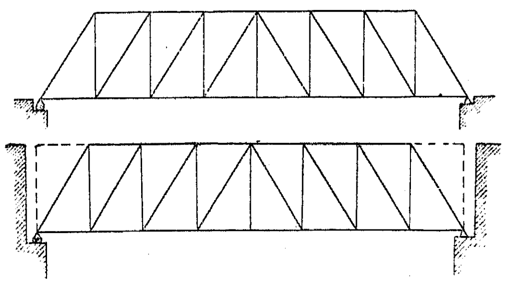
(*a*)　**ハウ　トラス** Howe truss.

1840 年に**ハウ** Howe 氏に依つて考案せられたる型式であつて主として木構橋に使用せられる橋構である，西部亞米利加の木材產地に非常多く見受けられる，腹材は對角材が下弦より上弦に對して徑間の中央に向つて傾斜して居るが故に壓力を受け垂直材は張力を受ける，木構橋として使用する場合には垂直材のみに鐵材を使用する。

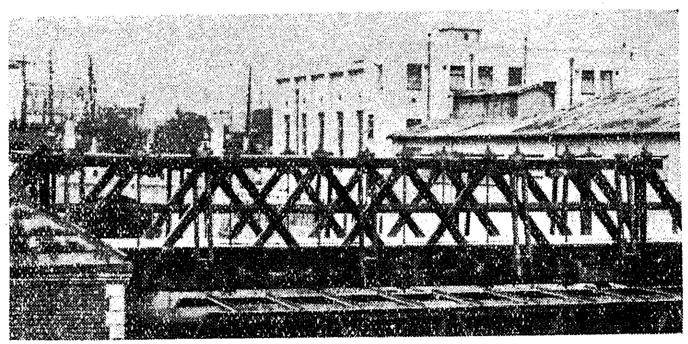
第　3　3　7　圖

下路橋

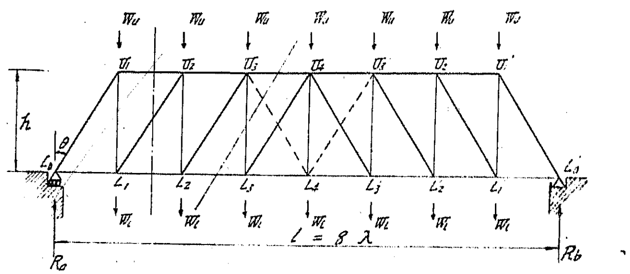
上路橋



ハ ウ ト ラ ス の 實 例



第 338 圖



（イ） 死荷重應力.

$$W=W_l+W_u$$

$$R_a=3\frac{1}{2}(W_l+W_u)=3\frac{1}{2}W$$

端　柱　$-\overline{L_0U_1}=R_a\sec\theta=3\frac{1}{2}W\sec\theta$

下弦材　$+\overline{L_0L_1}=R_a\tan\theta=3\frac{1}{2}W\tan\theta$

$$+\overline{L_1L_2}=\frac{M_{U2}}{h}=\frac{1}{h}(3\frac{1}{2}W\times2\lambda-W\times\lambda)=6W\tan\theta$$

$$+\overline{L_2L_3}=\frac{M_{U3}}{h}=\frac{1}{h}[3\frac{1}{2}W\times3\lambda-W(2\lambda+\lambda)]=7\frac{1}{2}W\tan\theta$$

$$+\overline{L_3L_4}=\frac{M_{U4}}{h}=\frac{1}{h}[3\frac{1}{2}W\times4\lambda-W(3\lambda+2\lambda+\lambda)]=8W\tan\theta$$

上弦材　$-\overline{U_1U_2}=\frac{M_{L1}}{h}=\frac{1}{h}(3\frac{1}{2}W\times\lambda)=3\frac{1}{2}W\tan\theta$

$$-\overline{U_2U_3}=\frac{M_{L2}}{h}=\frac{1}{h}(3\frac{1}{2}W\times2\lambda-W\times\lambda)=6W\tan\theta$$

$$-\overline{U_3U_4}=\frac{M_{L3}}{h}=\frac{1}{h}[3\frac{1}{2}W\times3\lambda-W(2\lambda+\lambda)]=7\frac{1}{2}W\tan\theta$$

對角材　$-\overline{L_1U_2}=(R_a-W)\sec\theta=2\frac{1}{2}W\sec\theta$

$$-\overline{L_2U_3}=(R_a-2W)\sec\theta=1\frac{1}{2}W\sec\theta$$

$$-\overline{L_3U_4}=(R_a-3W)\sec\theta=\frac{1}{2}W\sec\theta$$

垂直材　$+\overline{U_1L_1}=R_a-W_u=3\frac{1}{2}W_l+2\frac{1}{2}W_u$

$$+\overline{L_2U_2}=R_a-W-W_u=2\frac{1}{2}W_l+1\frac{1}{2}W_u$$

$$+\overline{U_3L_3}=R_a-2W-W_u=1\frac{1}{2}W_l+\frac{1}{2}W_u$$

$$+\overline{U_4L_4}=W_l$$

（ロ） 活荷重應力.

全格點に荷重して

$$R_a=3\frac{1}{2}P$$

端　柱　max. …… $-\overline{L_0U_1}=3\frac{1}{2}P\sec\theta$

下弦材　max. …… $+\overline{L_0L_1}=3\frac{1}{2}P\tan\theta$

max. …… $+\overline{L_1L_2}=6P\tan\theta$

max. …… $+\overline{L_2L_3}=7\frac{1}{2}P\tan\theta$

max. …… $+\overline{L_3L_4}=8P\tan\theta$

上弦材　max. …… $-\overline{U_1U_2}=+\overline{L_0L_1}=3\frac{1}{2}P\tan\theta$

max. …… $-\overline{U_2U_3}=+\overline{L_1L_2}=6P\tan\theta$

max. …… $-\overline{U_3U_4}=+\overline{L_2L_3}=7\frac{1}{2}P\tan\theta$

腹　材　全格點に荷重して

$$U_1L_1\begin{cases}\text{max.}\cdots+\overline{U_1L_1}=R_a=3\frac{1}{2}P\\ \text{min.}\quad\overline{U_1L_1}=0\end{cases}$$

L_2 格點より右側全格點及 L_1 格點のみに荷重して

$$L_1U_2\begin{cases}\text{max.}\cdots-\overline{L_1U_2}=\frac{P\times(6+5+\cdots+1)}{8}\sec\theta=\frac{21}{8}P\sec\theta\\ \text{min.}\cdots+\overline{L_1U_2}=\frac{P\times1}{8}\sec\theta=\frac{1}{8}P\sec\theta\end{cases}$$

$$U_2L_2\begin{cases}\text{max.}\cdots+\overline{U_2L_2}=\frac{21}{8}P\\ \text{min.}\cdots-\overline{U_2L_2}=\frac{1}{8}P\end{cases}$$

L_3 格點より右側全格點及 L_1. L_2 格點に荷重して

$$L_2U_3\begin{cases}\text{max.}\cdots-\overline{L_2U_3}=\dfrac{P\times(5+4+\cdots+1)}{8}\sec\theta=\dfrac{15}{8}P\sec\theta\\[2mm]\text{min.}\cdots+\overline{L_2U_3}=\dfrac{P\times(1+2)}{8}\sec\theta=\dfrac{3}{8}P\sec\theta\end{cases}$$

$$U_3L_3\begin{cases}\text{max.}\cdots+\overline{U_3L_3}=\dfrac{15}{8}P\\[2mm]\text{min.}\cdots-\overline{U_3L_3}=\dfrac{3}{8}P\end{cases}$$

L_4 格點より右側全格點及 L_3 格點より左側全格點に荷重して

$$L_3U_4\begin{cases}\text{max.}\cdots-\overline{L_3U_4}=\dfrac{P\times(4+3+2+1)}{8}\sec\theta=\dfrac{5}{4}P\sec\theta\\[2mm]\text{min.}\cdots+\overline{L_3U_4}=\dfrac{P\times(1+2+3)}{8}\sec\theta=\dfrac{3}{4}P\sec\theta\end{cases}$$

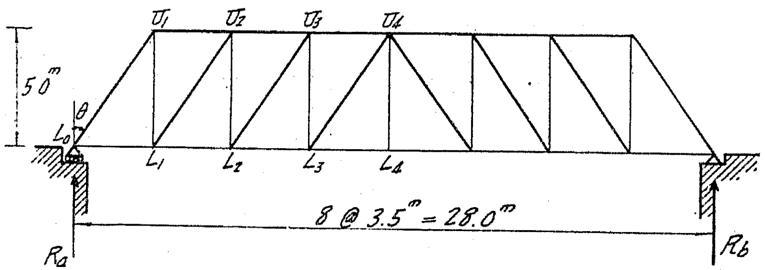
U_4L_4 は L_4 格點に傳達するのみにして

$$U_4L_4\begin{cases}\text{max.}\cdots+\overline{U_4L_4}=P\\[2mm]\text{min.}\cdots\overline{U_4L_4}=0\end{cases}$$

ステンデル構に於て多くの場合中央近くの腹材（L_3U_4 場合によりては L_2U_3 も）は交番應力の作用を受ける，斯る場合是等の部材が抗壓材（抗張材）なる時は構造上張力（壓力）に抵抗し得ざるを以て**對材** Counter（U_3L_4 場合によつては U_2L_3 も）を使用して反對應力に抵抗する（例題參照）。

例題．**ハウ トラス**の應力計算實例．

第 3 3 9 圖



$W_u=1.5\,T$　　$W_l=2.5\,T$　　$W_u+W_l=4.0\,T$　　$P=7.0\,T$

$\tan\theta=0.7$　　$\sec\theta=1.220$

（イ） 死荷重應力．

$R_a=3.5\times4.0=14.0\,T$

端　柱　$-\overline{L_0U_1}=14.0\times1.220=17.08\,T$

下弦材　$+\overline{L_0L_1}=14.0\times0.7=9.80\,T$

$+\overline{L_1L_2}=(14.0\times2-4.0\times1)\times0.7=16.80\,T$

$+\overline{L_2L_3}=(14.0\times3-4.0\times3)\times0.7=21.00\,T$

$+\overline{L_3L_4}=(14.0\times4-4.0\times6)\times0.7=22.40\,T$

上弦材　$-\overline{U_1U_2}=9.80\,T$

$-\overline{U_2U_3}=16.80\,T$

$-\overline{U_3U_4}=21.00\,T$

腹　材　$+\overline{U_1L_1}=14.0-1.5=12.50\,T$

$-\overline{L_1U_2}=(14.0-4.0)\times1.220=12.20\,T$

$+\overline{U_2L_2}=14.0-4.0-1.5=8.50\,T$

$-\overline{L_2U_3}=(14.0-8.0)\times1.220=7.32\,T$

$+\overline{U_3L_3}=14.0-4.0\times2-1.5=4.50\,T$

$-\overline{L_3U_4}=(14.0-12.0)\times1.220=2.44\,T$

$+\overline{U_4L_4}=2.5\,T$

（ロ） 活荷重應力．

端　柱　$-\overline{L_0U_1}=(3.5\times7.0)\times1.220=29.89\,T$

下弦材　$+\overline{L_0L_1}=(3.5\times7.0)\times0.7=17.15\,T$

$+\overline{L_1L_2}=(3.5\times7.0\times2-7.0\times1)\times0.7=29.40\,T$

$+\overline{L_2L_3}=(3.5\times7.0\times3-7.0\times3)\times0.7=36.75\,T$

$+\overline{L_3L_4}=(3.5\times7.0\times4-7.0\times6)\times0.7=39.20\,T$

上弦材　$-\overline{U_1U_2}=17.15\,T$

$-\overline{U_2U_3}=29.40\,T$

$-\overline{U_3U_4}=36.75\ T$

腹 材

max. ····$+\overline{U_1L_1}=3.5\times7.0=24.50\ T$

max. ····$-\overline{L_1U_2}=\dfrac{(6+5+\cdots+1)}{8}\times7.0\times1.220=22.42\ T$

max. ····$+\overline{U_2L_2}=\dfrac{(6+5+\cdots+1)}{8}\times7.0=18.38\ T$

max. ····$-\overline{L_2U_3}=\dfrac{(5+4+\cdots1)}{8}\times7.0\times1.220=16.01\ T$

max. ····$+\overline{U_3L_3}=\dfrac{(5+4+\cdots1)}{8}\times7.0=13.13\ T$

max. ····$-\overline{L_3U_4}=\dfrac{(4+3+2+1)}{8}\times7.0\times1.220=10.68\ T$

max. ····$+\overline{U_4L_4}=7.00\ T$

min. ····$\overline{U_1L_1}=0$

min. ····$+\overline{L_1U_2}=\dfrac{1}{8}\times7.0\times1.220=1.07\ T$

min. ····$-\overline{U_2L_2}=\dfrac{1}{8}\times7.0=0.88\ T$

min. ····$+\overline{L_2U_3}=\dfrac{(1+2)}{8}\times7.0\times1.220=3.20\ T$

min. ····$-\overline{U_3L_3}=\dfrac{(1+2)}{8}\times7.0=2.63\ T$

min. ····$+\overline{L_3U_4}=\dfrac{(1+2+3)}{8}\times7.0\times1.220=6.41\ T$

min. ····$\overline{U_4L_4}=0$

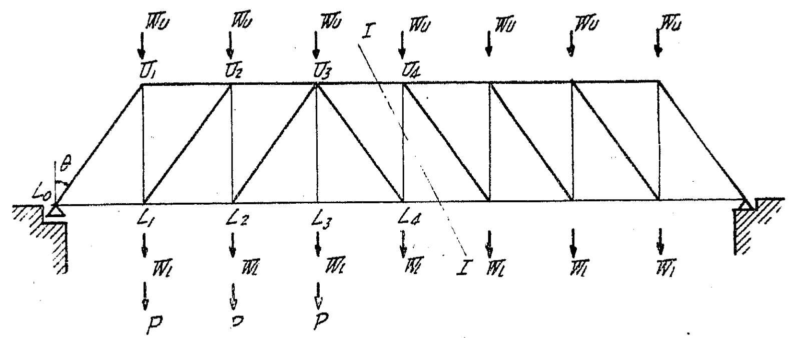
第 2 4 表 其 1

部 材	名 稱	死荷重應力 瓲	活荷重應力 瓲		合成應力 瓲		設 計	
			最 大	最 小	最 大	最 小	應力 瓲	部 材
端 柱	L_0U_1	−17.08	−29.89	0	−46.97	−17.08	−46.97	抗壓材
下弦材	L_0L_1	+ 9.80	+17.15	0	+26.95	+ 9.80	+26.95	抗張材
〃	L_1L_2	+16.80	+29.40	0	+46.20	+16.80	+46.20	〃
〃	L_2L_3	+21.00	+36.75	0	+57.75	+21.00	+57.75	〃
〃	L_3L_4	+22.40	+39.20	0	+61.60	+22.40	+61.60	〃

上弦材	U_1U_2	− 9.80	−17.15	0	−26.95	− 9.80	−26.95	抗壓材
〃	U_2U_3	−16.80	−29.40	0	−46.20	−16.80	−46.20	〃
〃	U_3U_4	−21.00	−36.75	0	−57.75	−21.00	−57.75	〃
腹 材	U_1L_1	+12.50	+24.50	0	+37.00	+12.50	+37.00	抗張材
〃	L_1U_2	−12.20	−22.42	+1.07	−34.62	−11.13	−34.62	抗壓材
〃	U_2L_2	+ 8.50	+18.38	−0.88	+26.88	+ 7.62	+26.88	抗張材
〃	L_2U_3	− 7.32	−16.01	+3.20	−23.33	− 4.12	−23.33	抗壓材
〃	U_3L_3	+ 4.50	+13.13	−2.63	+17.63	+ 1.87		
〃	L_3U_4	− 2.44	−10.68	+6.41	−13.12	+ 3.97		
〃	U_4L_4	+ 2.50	+ 7.00	0	+ 9.50	+ 2.50		

L_3U_4 なる部材に交番應力を生ずる，故に對材 U_3L_4 を設けて之に抵抗する，乃ち斯る荷重狀態に於ては結構は第 340 圖の如き形として荷重に抵抗するので從つて U_3L_3 及 U_4L_4 の應力は變化する。

第 3 4 0 圖



今 U_3L_3. U_3L_4 及 U_4L_4 の應力を求める

死荷重應力 $\overline{U_3L_3}=+W_l=+2.50\ T$

$\overline{U_3L_4}=+(R_a-3W)\sec\theta=(14.0-3\times4.0)\times1.220=+2.44T$

$\overline{U_4L_4}=-(R_a-3W-W_l)=-(14.0-3\times4.0-2.5)=+0.50\ T$

活荷重應力 $\overline{U_3L_3}=+P=+7.0\ T$

$\overline{U_3L_4}=-\dfrac{1+2+3}{8}P\sec\theta=-6.41\ T$

$$\overline{U_4L_4}=+\frac{1+2+3}{8}P=+5.25\,T$$

故に合成應力は次の表に示される。

第 2 4 表 共 2

部 材	死荷重應力 t	活荷重應力 t	合成應力 t
U_3L_3	+2.50	+7.00	+9.50
U_3L_4	+2.44	−6.41	−3.97
U_4L_4	+0.50	+5.25	+5.75

尙此の場合一言注意すべき事は第 340 圖に於て U_4L_4 の應力は $1-1$ 斷面を考慮せられるを以て L_1 L_2 L_3 格點と更に L_4 格點に荷重が載つた場合に最大となるのである，乃ち第 341 圖に於て U_4L_4 の應力は

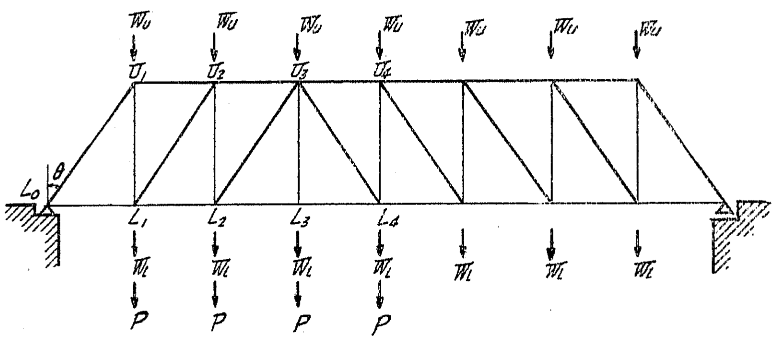
死荷重應力　$\overline{U_4L_4}=-(R_a-3W-W_l)=+0.50\,T$

活荷重應力　$\overline{U_4L_4}=+\dfrac{1+2+3+4}{8}P=+8.75\,T$

合成應力……$0.50+8.75=+9.25\,T$

となり第 24 表共 2 の $+5.75\,T$ よりも大である。

第 3 4 1 圖



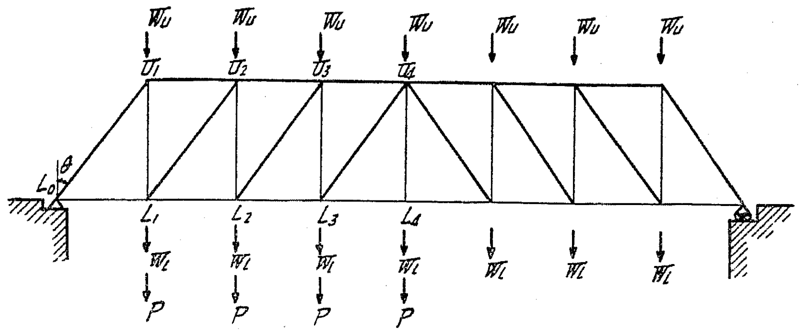
然るに斯る荷重狀態に於て U_3L_4 の應力を求めて見ると

死荷重應力　$\overline{U_3L_4}=+(R_a-3W)\sec\theta=+2.44\,T$

活荷重應力　$\overline{U_3L_4}=-\left(\dfrac{1+2+3+4}{8}P-P\right)\times\sec\theta=-2.14\,T$

となり活荷重應力は死荷重應力よりも其の絕對値が小であつて L_3U_4 に交番應力を生せず U_3L_4 なる對材を必要としない，乃ち L_1 L_2 L_3 格點より更に L_4 格點に活荷重を載荷したる場合は結構は第341圖ではなく第342圖の形として作用するのである。

第 3 4 2 圖



從つて U_3L_4 はなく L_3U_4 が作用し其の應力は

死荷重應力　$\overline{L_3U_4}=-(R_a-3W)\sec\theta=-2.44\,T$

活荷重應力　$\overline{L_3U_4}=+\left(\dfrac{1+2+3+4}{8}P-P\right)\sec\theta=+2.14\,T$

である。

第 2 4 表 共 3

部 材	名 稱	部 材	
		應 力 t	設 計
腹 材	U_3L_3	+17.63	抗 張 材
〃	L_3U_4	−13.12	抗 壓 材
〃	U_4L_4	+ 9.50	抗 張 材

對材の設計は道路構造に關する細則第三十五條（公道橋）或は鋼鐵道橋設計示方書第十四條によりて次の如くにして設計應力が決定せられる。

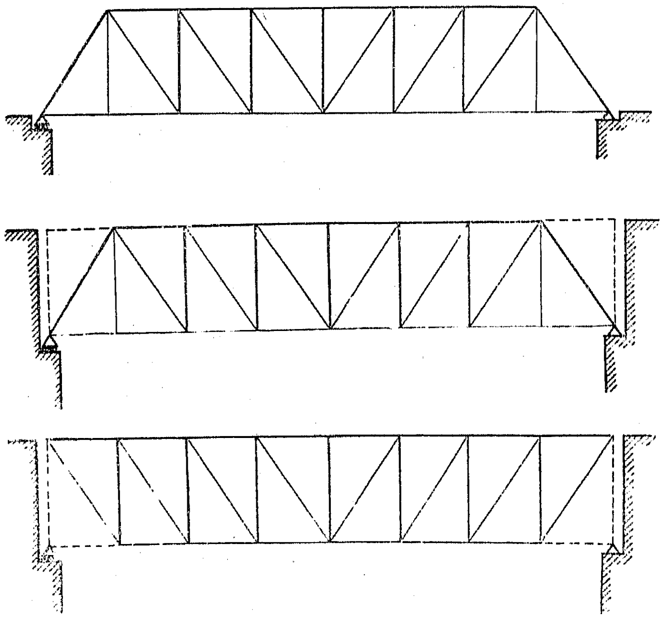
第 2 4 表 其 4

部材	名稱	死荷重應力 瓲	有效死荷重應力 瓲	活荷重應力 瓲	設計	
					應力 瓲	部材
對材	U_3L_4	$+2.44$	$+2.44\times\frac{2}{3}=+1.63$	-6.41	-4.78	抗壓材

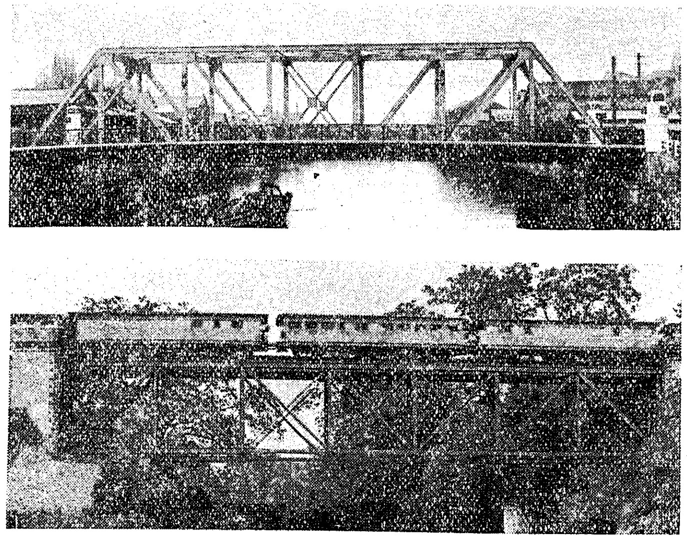
(*b*) **プラット トラス** Pratt truss.

1844 年に **プラット** Pratt 氏に依つて考案せられたる型式である，對角材は下弦より上弦に對して徑間の端に向つて傾斜し張力を受け垂直材は其の最も端近き**腰吊材** Hip vertical を除いて全て壓力を受けるものである，最初は抗壓材に鑄鐵．抗張材に鍛鐵を用ひたが今日は全部鋼鐵を使用する，多くの鐵橋に使用せられる型式である。

第 3 4 3 圖

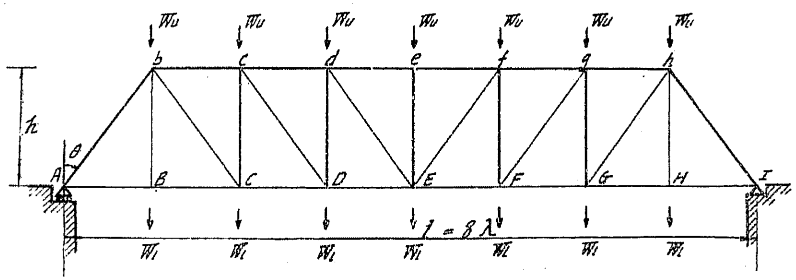


プラット構の實例



（イ） 死荷重應力.

第 3 4 4 圖



$$R_a=3\frac{1}{2}(W_u+W_l)=3\frac{1}{3}W$$

端 柱 $-\overline{Ab}=R_a\sec\theta=3\frac{1}{2}(W_u+W_l)\sec\theta$

下弦材 $+\overline{AB}=R_a\tan\theta=3\frac{1}{2}(W_u+W_l)\tan\theta$

$$+\overline{BC}=+\overline{AB}=3\frac{1}{2}(W_u+W_l)\tan\theta$$

$$+\overline{CD}=\frac{M_c}{h}=(2R_a-W\times1)\tan\theta=6(W_u+W_l)\tan\theta$$

$$+\overline{DE}=\frac{M_d}{h}=[3R_a-W\times(2+1)]\tan\theta$$

$$=7\frac{1}{2}(W_u+W_l)\tan\theta$$

上弦材 $-\overline{bc}=\frac{M_C}{h}=6(W_u+W_l)\tan\theta$

$$-\overline{cd}=\frac{M_D}{h}=7\frac{1}{2}(W_u+W_l)\tan\theta$$

$$-\overline{de}=\frac{M_E}{h}=[4R_a-W(3+2+1)]\tan\theta=8(W_u+W_l)\tan\theta$$

腹　材 $+\overline{bC}=(R_a-W)\sec\theta=2\frac{1}{2}(W_u+W_l)\tan\theta$

$$-\overline{Cc}=R_a-W-W_l=2\frac{1}{2}W_u+1\frac{1}{2}W_l$$

$$+\overline{cD}=(R_a-2W)\sec\theta=1\frac{1}{2}(W_u+W_l)\tan\theta$$

$$-\overline{dD}=R_a-2W-W_l=1\frac{1}{2}W_u+\frac{1}{2}W_l$$

$$+\overline{dE}=(R_a-3W)\sec\theta=\frac{1}{2}(W_u+W_l)\sec\theta$$

$$-\overline{eE}=W_u$$

腰吊材 $+\overline{bB}=W_l$

（ロ） 活荷重應力.

格點活荷重$=P$

(*a*) 最大應力.

端　柱 $-\overline{Ab}=3\frac{1}{2}P\sec\theta$

下弦材 $+\overline{AB}=3\frac{1}{2}P\tan\theta$

$$+\overline{BC}=3\frac{1}{2}P\tan\theta$$

$$+\overline{CD}=6P\tan\theta$$

$$+\overline{DE}=7\frac{1}{2}P\tan\theta$$

上弦材 $-\overline{bc}=6P\tan\theta$

$$-\overline{cd}=7\frac{1}{2}P\tan\theta$$

$$-\overline{de}=8P\tan\theta$$

腹　材 $+\overline{bC}=\frac{P(6+5+\cdots+1)}{8}\sec\theta=\frac{21}{8}P\sec\theta$

$$-\overline{Cc}=\frac{P(5+4+\cdots+1)}{8}=\frac{15}{8}P$$

$$+\overline{cD}=\frac{P(5+4+\cdots+1)}{8}\sec\theta=\frac{15}{8}P\sec\theta$$

$$-\overline{Dd}=\frac{P(4+3+2+1)}{8}=\frac{5}{4}P$$

$$+\overline{dE}=\frac{P(4+3+2+1)}{8}\sec\theta=\frac{5}{4}P\sec\theta$$

$$-\overline{eE}=0$$

腰吊材 $+\overline{bB}=P$

(*b*) 最小應力.

端柱. 上下弦材及腰吊材の最小應力……0

腹　材 $-\overline{bC}=\frac{P\times1}{8}\sec\theta=\frac{1}{8}P\sec\theta$

$$+\overline{Cc}=\frac{P\times(1+2)}{8}=\frac{3}{8}P$$

$$-\overline{cD}=\frac{P\times(1+2)}{8}\sec\theta=\frac{3}{8}P\sec\theta$$

$$+\overline{Dd}=\frac{P\times(1+2+3)}{8}=\frac{3}{4}P$$

$$-\overline{dE}=\frac{P\times(1+2+3)}{8}\sec\theta=\frac{3}{4}P\sec\theta$$

例題. **プラット トラス**の應力計算實例.

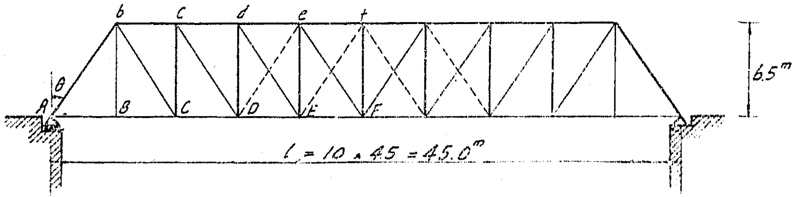
$W_u=2.5\,T$　$W_l=6.0\,T$　$P=30.0\,T$

$W=W_u+W_l=8.5\,T$　$\tan\theta=0.692$　$\sec\theta=1.216$

（イ） 死荷重應力.

$$R_a=4\frac{1}{2}W=4.5\times8.5=38.25\,T$$

第 3 4 5 圖



端 柱 $-\overline{Ab}=R_a\sec\theta=38.25\times1.216=46.51\,T$

下弦材 $+\overline{AB}=+\overline{BC}=R_a\tan\theta=38.25\times0.692=26.47\,T$

$+\overline{CD}=(2R_a-W)\tan\theta=(2\times38.25-8.5)\times0.692=47.06\,T$

$+\overline{DE}=(3R_a-3W)\tan\theta=(3\times38.25-3\times8.5)\times0.692$

$=61.76\,T$

$+\overline{EF}=(4R_a-6W)\tan\theta=(4\times38.25-6\times8.5)\times0.692$

$=70.58\,T$

上弦材 $-\overline{bc}=\overline{CD}=47.06\,T$

$-\overline{cd}=\overline{DE}=61.76\,T$

$-\overline{de}=\overline{EF}=70.58\,T$

$-\overline{ef}=(5R_a-10W)\tan\theta=(5\times38.25-10\times8.5)\times0.692$

$=73.53\,T$

腹 材 $+\overline{bC}=(R_a-W)\sec\theta=(38.25-8.5)\times1.216=36.18\,T$

$-\overline{Cc}=R_a-W-W_l=38.25-8.5-6.0=23.75\,T$

$+\overline{cD}=(R_a-2W)\sec\theta=(38.25-8.5\times2)\times1.216=25.84\,T$

$-\overline{Dd}=R_a-2W-W_l=38.25-8.5\times2-6.5=15.25\,T$

$+\overline{dE}=(R_a-3W)\sec\theta=(38.25-8.5\times3)\times1.216=15.50\,T$

$-\overline{Ee}=R_a-3W-W_l=38.25-8.5\times3-6.0=6.75\,T$

$+\overline{eF}=(R_a-4W)\sec\theta=(38.25-8.5\times4)\times1.216=5.17\,T$

$-\overline{Ff}=W_u=2.5\,T$

腰吊材 $+\overline{bB}=W_l=6.0\,T$

(ロ) 活荷重應力.

(a) 最大應力.

端 柱 $-\overline{Ab}=R_a\sec\theta=\dfrac{30\times9}{2}\times1.216=164.16\,T$

下弦材 $+\overline{AB}=+\overline{BC}=R_a\tan\theta=135\times0.692=93.42\,T$

$+\overline{CD}=(2R_a-P)\tan\theta=(2\times135-30)\times0.692=166.08\,T$

$+\overline{DE}=(3R_a-3P)\tan\theta=(3\times135-3\times30)\times0.692=217.98\,T$

$+\overline{EF}=(4R_a-6P)\tan\theta=(4\times135-6\times30)\times0.692=249.12\,T$

上弦材 $-\overline{bc}=\overline{CD}=166.08\,T$

$-\overline{cd}=\overline{DE}=217.98\,T$

$-\overline{de}=\overline{EF}=249.12\,T$

$-\overline{ef}=(5R_a-10P)\tan\theta=(5\times135-10\times30)\times0.692=259.50\,T$

腹 材 $+\overline{bC}=\dfrac{P(8+7+\cdots+1)}{10}\sec\theta=30\times3.6\times1.216=131.33\,T$

$-\overline{cC}=\dfrac{P(7+6+\cdots+1)}{10}=30\times2.8=84.00\,T$

$+\overline{cD}=\dfrac{P(7+6+\cdots+1)}{10}\sec\theta=30\times2.8\times1.216=102.14\,T$

$-\overline{dD}=\dfrac{P(6+5+\cdots+1)}{10}=30\times2.1=63.00\,T$

$+\overline{dE}=\dfrac{P(6+5+\cdots+1)}{10}\sec\theta=30\times2.1\times1.216=76.61\,T$

$-\overline{eE}=\dfrac{P(5+4+\cdots+1)}{10}=30\times1.5=45.00\,T$

$+\overline{eF}=\dfrac{P(5+4+\cdots+1)}{10}\sec\theta=30\times1.5\times1.216=54.72\,T$

$+\overline{fF}=0$

腰吊材 $+\overline{bB}=P=30.00\,T$

(b) 最小應力.

腹 材 $-\overline{bC}=\dfrac{P\times1}{10}\sec\theta=30\times0.1\times1.216=3.65\,T$

$$+\overline{cC}=\frac{P\times(1+2)}{10}=30\times0.3=9.00\,T$$

$$-\overline{cD}=\frac{P(1+2)}{10}\sec\theta=30\times0.3\times1.216=10.94\,T$$

$$+\overline{dD}=\frac{P(1+2+3)}{10}=30\times0.6=18.00\,T$$

$$-\overline{dE}=\frac{P(1+2+3)}{10}\sec\theta=30\times0.6\times1.216=21.89\,T$$

$$+\overline{eE}=\frac{P(1+2+3+4)}{10}=30\times1.0=30.00\,T$$

$$-\overline{eF}=\frac{P(1+2+3+4)}{10}\sec\theta=30\times1.0\times1.216=36.48\,T$$

$$\overline{fF}=0$$

腰吊材 $\overline{bB}=0$

(ハ) 合成應力.

斯くして各部材の合成應力を求める時は第 25 表其 1 となる。

第 2 5 表 其 1

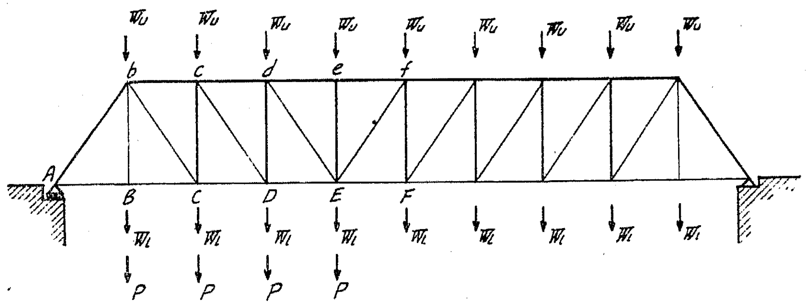
材部	名稱	死荷重應力 砘	活荷重應力 砘 最大	最小	合成應力 砘 最大	最小	設計 應力 砘	部材
端柱	Ab	−46.51	−164.16	0	−210.67	−46.51	−210.67	抗壓材
下弦材	AB	+26.47	+ 93.42	0	+119.89	+26.47	+119.89	抗張材
〃	BC	+26.47	+ 93.42	0	+119.89	+26.47	+119.89	〃
〃	CD	+47.06	+166.08	0	+213.14	+47.06	+213.14	〃
〃	DE	+61.76	+217.98	0	+279.74	+61.76	+279.74	〃
〃	EF	+70.58	+249.12	0	+319.70	+70.58	+319.70	〃
上弦材	bc	−47.06	−166.08	0	−213.14	−47.06	−213.14	抗壓材
〃	cd	−61.76	−217.98	0	−279.74	+61.76	−279.74	〃
〃	de	−70.58	−249.12	0	−319.70	−70.58	−319.70	〃
〃	ef	−73.53	−259.50	0	−333.03	−73.53	−333.03	〃
腹材	bC	+36.18	+131.33	− 3.65	+167.51	+32.53	+167.51	抗張材
〃	cC	−23.75	− 84.00	+ 9.00	−107.75	−14.75	−107.75	抗壓材
〃	cD	+25.84	+102.14	−10.94	+127.98	+14.90	+127.98	抗張材
〃	dD	−15.25	− 63.00	+18.00	− 78.25	+ 2.75		

〃	dE	+15.50	+ 76.61	−21.89	+ 92.11	− 6.39		
〃	eE	− 6.75	− 45.00	+30.00	− 57.75	+23.25		
〃	eF	+ 5.17	+ 54.72	−36.48	+ 59.89	−31.25		
〃	fF	− 2.50	0	0	− 2.50	− 2.50		
〃	bB	+ 6.00	+ 30.00	0	+ 36.00	+ 6.00	+ 36.00	抗張材

第 25 表其 1 に依り $DEed$ 構格より腹材が交番應力を受ける結果となるを以て De 及 Ef なる對材を必要とする。

對材 Ef が最大應力を受くべき結構の載荷狀態は第 346 圖の如く從つて eE. Ef 及 fF の應力は變化する.

第 3 4 6 圖



死荷重應力.

$$\overline{Ef}=-(R_a-4W)\sec\theta=-(38.25-8.5\times4)\times1.216=-5.17\,T$$

$$\overline{fF}=+(R_a-4W-W_u)=38.25-8.5\times4-2.5=+1.75\,T$$

$$\overline{eE}=-W_u=-2.5\,T$$

活荷重應力.

$$\overline{Ef}=+\frac{P(1+2+3+4)}{10}\sec\theta=+30\times1.216=+36.48\,T$$

$$\overline{fF}=-\frac{P(1+2+3+4)}{10}=-30.0\,T$$

$$\overline{eE}=0$$

第　2　5　表　其2

部　材	死荷重應力	活荷重應力	合成應力
Ef	$-5.17\ T$	$+36.48\ T$	$+31.31\ T$
fF	$+1.75\ T$	$-30.00\ T$	$-28.25\ T$
eE	$-2.50\ T$	0	$-\ 2.50\ T$

尙斯る荷重狀態の際 dE 材に如何なる應力を生ずるかを檢する

死荷重應力　$\overline{dE}=+(R_a-3W)\sec\theta=(38.25-3\times8.5)\times1.216=+31.01\ T$

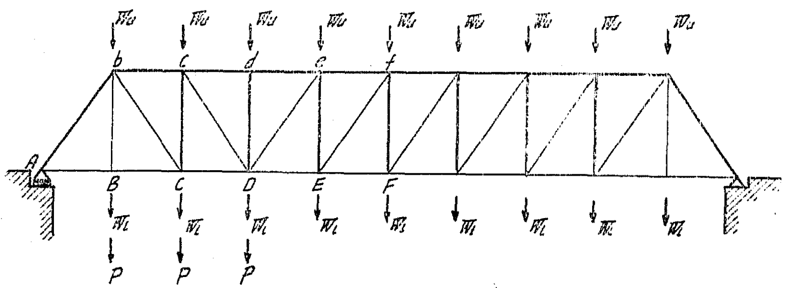
活荷重應力　$\overline{dE}=-\left[\dfrac{P(1+2+3+4)}{10}-P\right]\sec\theta=0$

合成應力……$31.01+0=31.01\ T$（張力）

乃ち dE 材には斯る荷重狀態に於ては壓力の作用する事なし，換言せば De なる對材が作用しない事となる。

次に對材 De が作用して居る場合を考究する

第　3　4　7　圖



第 347 圖は De に最大應力を與ふべき載荷狀態である，此の場合 $dD.$ $De.$ $eE.$ Ef 及 fF の應力を求める．

死荷重應力．

$\overline{dD}=-W_u=-2.5\ T$

$\overline{De}=-(R_a-3W)\sec\theta=-(38.25-8.5\times3)\times1.216=-15.50\ T$

$\overline{eE}=+(R_a-3W-W_u)=+(38.25-8.5\times3-2.5)=+10.25\ T$

$\overline{Ef}=-(R_a-4W)\sec\theta=-(38.25-8.5\times4)\times1.216=-5.17\ T$

$\overline{fF}=+(R_a-4W-W_u)=38.25-8.5\times4-2.5=+1.75\ T$

活荷重應力．

$\overline{dD}=0$

$\overline{De}=+\dfrac{P(1+2+3)}{10}\sec\theta=+\dfrac{30\times6}{10}\times1.216=+21.89\ T$

$\overline{eE}=-\dfrac{P(1+2+3)}{10}=-18.00\ T$

$\overline{Ef}=+21.89\ T$

$\overline{fF}=-18.00\ T$

第　2　5　表　其3

部　材	死荷重應力 瓲	活荷重應力 瓲	合成應力 瓲
dD	$-\ 2.50$	0	$-\ 2.50$
De	-15.50	$+21.89$	$+\ 6.39$
eE	$+10.25$	-18.00	$-\ 7.75$
Ef	$-\ 5.17$	$+21.89$	$+16.72$
fF	$+\ 1.75$	-18.00	-16.25

以上第 25 表其 1 乃至其 3 に依り dD 以下の部材の設計應力を表示せば第 25 表其 4 となる。

第　2　5　表　其4

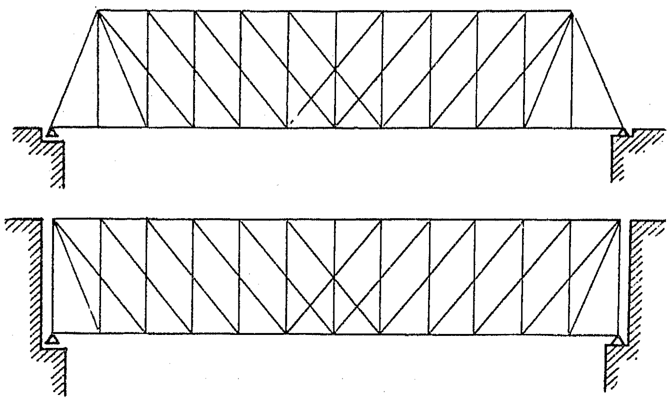
部　材	表	死荷重應力 瓲		活荷重應力 瓲	設　計	
		D	$2/3\ D$		應力 瓲	部　材
dD	其　一	-15.25		-63.00	-78.25	抗壓材
dE	其　一	$+15.50$		$+76.61$	$+92.11$	抗張材
eE	其　一	$-\ 6.75$		-45.00	-51.75	抗壓材
eF	其　一	$+\ 5.17$		$+54.72$	$+59.89$	抗張材
fF	其　二	$+\ 1.75$	$+\ 1.17$	-30.00	-28.83	抗壓材
De	其　三	-15.50	-10.33	$+21.89$	$+11.56$	抗張材
Ef	其　二	$-\ 5.17$	$-\ 3.45$	$+36.48$	$+33.03$	抗張材

（c） ホイツプル トラス　Whipple truss.

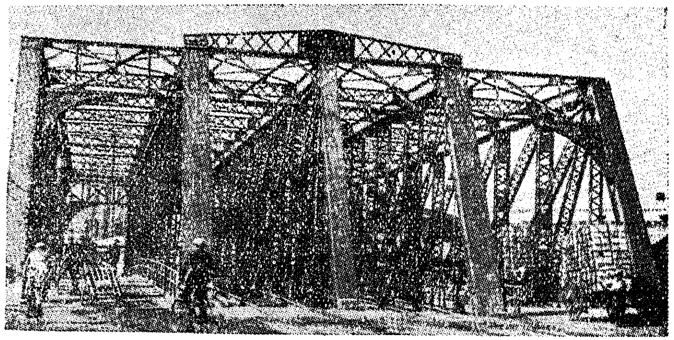
第　3　4　8　圖

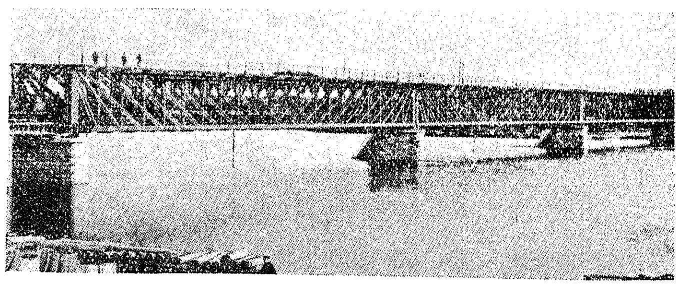
下路橋

上路橋



ホイツプル構の實例





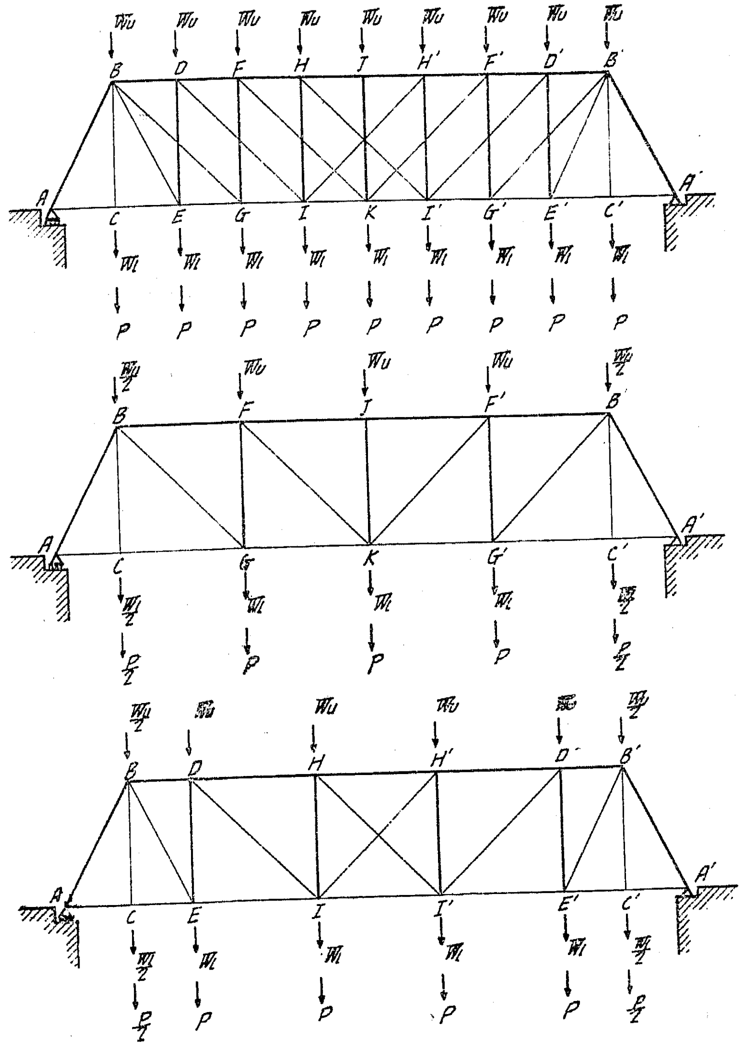
ホイツプル構は近來餘り使用せられない型式である，其の應力は**プラット構**二個を重ね合せたるものとして計算せられるが其精度は勿論低い，此の構の特長として構の部材の自由長が短くなる事及多くの部材を使用する

第　3　4　9　圖

甲

乙

丙



故假令ひ何等かの原因によつて腹材一本位切斷されても構全體を破壞しない事等である。

今第349圖甲の如き**ホイツプル構**を乙及丙の二つの**プラツト構**に別つ，然る時は B, B' 及 $C. C'$ の四格點のみは乙．丙構に共通である，故に此等の格點に載る荷重は兩構に等分せられるものと假定し兩構の應力の和を以て甲構の應力とする事は §71 の**二重ワーレン構**と同樣である。

(*d*) **バルチモア トラス** Baltimore truss.

此の結構は比較的長い徑間に使用せられる，而してその部材の應力計算は**プラツト構**の應用として取扱はれる。

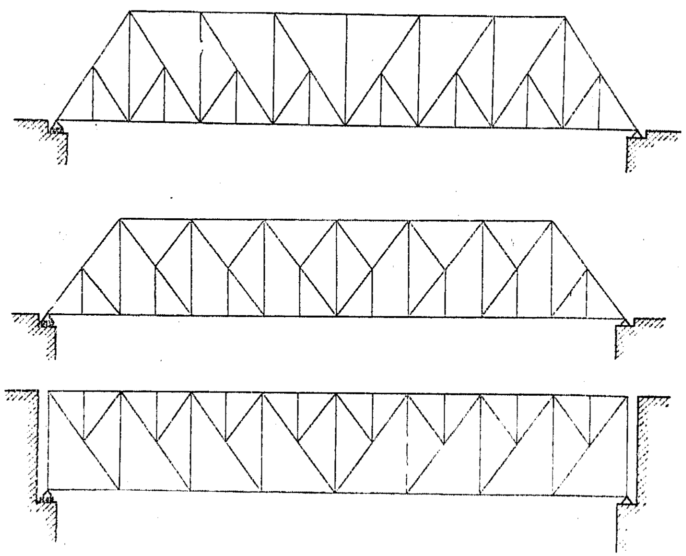
第351圖任意の構格 *DEIH* に於て *I*—*I* 斷面を假想し其の左側の平衡狀態を考へる時は其の斷面に依つて切斷せられる部材は三個にして**プラツト**

第 3 5 0 圖

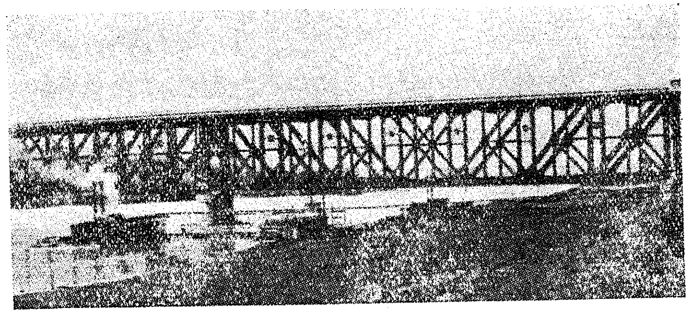
下路橋

下路橋

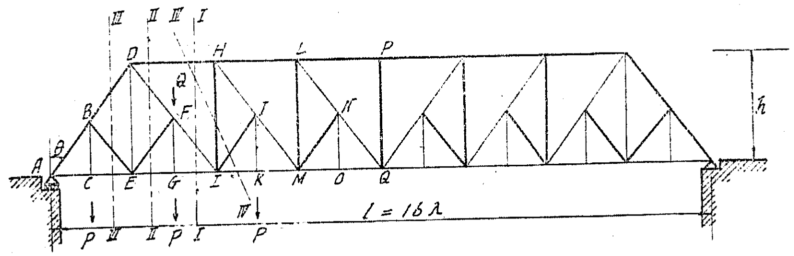
上路橋



バルチモア桁の實例



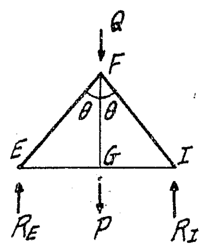
第 3 5 1 圖



構の場合と同一である，故に弦材及斜材 *FI* の應力は求める事が出來る，斜材 *DF* 及 *EF* に對して *II*—*II* 斷面は四個の部材を切斷して各部材の應力を決定し得ず由つて次の如き假定をする。

副三角形例へば *EFI* は**キング ホスト構** King post truss の如く *F* 及 *G* の荷重を *E* 及 *I* 格點に傳へるのみに役立つ。

第 3 5 2 圖



$$\overline{FG}=+P$$

$$\overline{FE}=\overline{FI}=-\frac{1}{2}(P+Q)\sec\theta$$

$$\overline{EG}=\overline{GI}=+\frac{1}{2}(P+Q)\tan\theta$$

$$R_E=R_I=\frac{1}{2}(P+Q)$$

故に第351圖の *II*—*II* 斷面に於て $\Sigma V=0.$ を適用する事に依つて *DF* 材の應力を求める事

が出來る．垂直材に對しても $IV-IV$ 斷面を假想して同樣に取扱ふ。

佝活荷重の最大應力を求むるに端柱 AD の內 AB の部分の應力は荷重滿載の際に最大となる事明かなれども BD の部分は BE の應力の影響を受けるを以て C 格點に荷重したる場合最大となるか或は C 格點に荷重せず E 格點より右側全格點に荷重したる場合最大となるかを檢査する必要がある。

今 C 格點のみに荷重する時は

$$R_b=\frac{1}{16}P$$

$$\overline{BE}=-\frac{P}{2}\sec\theta$$

$$\Sigma V_{III-III}=\frac{1}{16}P+\overline{BE}\cos\theta-\overline{BD}\cos\theta=0$$

$$\overline{BD}=(\frac{1}{16}P+\frac{P}{2}\sec\theta\cos\theta)\sec\theta=-\frac{7}{16}P\sec\theta$$

にして BD に壓力を生ず，元來 BD は抗壓材なるを以て BD の最大應力は C 格點にも荷重したる場合結局荷重滿載の場合である。

次に中間構格例へば $DEIH$ に於て對角材 DI の內 FI の最大應力は I 格點より右側全格點に荷重したる場合に生ずる事明かなれども DF の部分は EF なる副材の影響を受けるを以て G 格點に荷重したる場合を一應檢査する必要がある。

今 G 格點のみに荷重する時は

$$R_a=\frac{13}{16}P$$

$$\overline{EF}=-\frac{P}{2}\sec\theta$$

$$\Sigma V_{II-II}=\frac{13}{16}P+\overline{EF}\cos\theta-\overline{DF}\cos\theta=0$$

$$\overline{DF}\cos\theta=\frac{13}{16}P-\frac{P}{2}=\frac{5}{16}P$$

$$\overline{DF}=\frac{5}{16}P\sec\theta$$

乃ち DF は張力を受ける，元來 DF は抗張材なるを以て G 格點にも荷重したる場合乃ち斷面 $II-II$ の右側全格點に荷重したる場合に最大應力を生じ同斷面の左側全格點に荷重したる場合に最小應力を生ずる。

又垂直材例へば HI の應力の最大となるべき荷重の配置を檢するに斷面 $IV-IV$ を考慮し K 格點のみに P なる荷重を載荷する時は

$$\Sigma V_{IV-IV}=R_a+\overline{HI}+\overline{IJ}\cos\theta=0$$

$$-\overline{IJ}=\frac{P}{2}\sec\theta \text{ なるを以て}$$

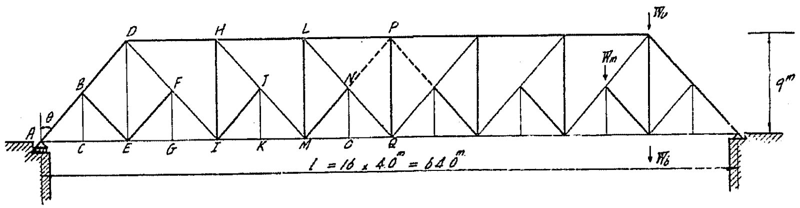
$$-\overline{HI}=R_a+\overline{IJ}\cos\theta=\frac{11}{16}P-\frac{P}{2}=\frac{3}{16}P$$

HI 部材には壓力を生ず，元來 HI は抗壓材なるを以て K 格點より右側の全格點に荷重したる場合最大應力となり，I 格點より左側全格點に荷重したる場合最小となること明である。

同樣に其他の腹材に付いても其最大應力．及最小應力を生ずべき荷重の配置を決定する事が出來る。

例題．**バルチモア トラス**の應力計算實例．

第 3 5 3 圖



格點死荷重 $\begin{cases} W_u=24.0\,T \\ W_m=12.0\,T \\ W_b=20.0\,T \end{cases}$　　$\tan\theta=0.889$　　$\sec\theta=1.338$

格點活荷重　$P=32.0\,T$

（イ）死荷重應力．

副三角構

$$+\overline{BC}=+\overline{FG}=+\overline{JK}=+\overline{NO}=W_b=20.00\ T$$

$$-\overline{BE}=-\overline{FE}=-\overline{JI}=-\overline{NM}=\frac{1}{2}(W_m+W_b)\sec\theta$$

$$=\frac{1}{2}(20.0+12.0)\times 1.338=21.41\ T$$

$$R_a=3\frac{1}{2}W_u+4W_m+7\frac{1}{2}W_b=3.5\times 24.0+4\times 12.0+7.5\times 20.0=282.0\ T$$

端 柱 $-\overline{AB}=R_a\times\sec\theta=282.0\times 1.338=377.32\ T$

$$-\overline{BD}=[R_a-(W_m+W_b)-\overline{BE}\cos\theta]\sec\theta$$

$$=[282.0-(12.0+20.0)+16.0]\times 1.338=355.91\ \mathrm{T}$$

下弦材 $+\overline{AC}=+\overline{CE}=+\overline{EG}=+\overline{GI}=R_a\tan\theta=282.0\times 0.889=250.70\ T$

$$+\overline{IK}=+\overline{KM}=\Big[2R_a-(W_m+W_b)(1\frac{1}{2}+\frac{1}{2}-\frac{1}{2})-(W_u+W_b)\Big]\tan\theta$$

$$=[2\times 282.0-1.5\times(12.0+20.0)-(240+20.0)]\times 0.889$$

$$=419.61\ T$$

$$+\overline{MO}=+\overline{OQ}=\Big[3R_a-(W_m+W_b)(2\frac{1}{2}+1\frac{1}{2}+\frac{1}{2}-\frac{1}{2})-(W_u+W_b)(2+1)\Big]\tan\theta$$

$$=[3\times 282.0-4\times(12.0+20.0)-3\times(24.0+20.0)]\times 0.889$$

$$=520.95\ T$$

上弦材 $-\overline{DH}=[2R_a-2(W_m+W_b)-(W_u+W_b)]\tan\theta$

$$=[2\times 282.0-2\times(12.0+20.0)-(24.0+20.0)]\times 0.889$$

$$=405.38\ T$$

$$-\overline{HL}=\Big[3R_a-(W_m+W_b)(2\frac{1}{2}+1\frac{1}{2}+\frac{1}{2})-(W_u+W_b)(2+1)\Big]\tan\theta$$

$$=[3\times 282.0-4.5\times(12.0+20.0)-3\times(24.0+20.0)]\times 0.889$$

$$=506.73\ T$$

$$-\overline{LP}=\Big[4R_a-(W_m+W_b)(3\frac{1}{2}+2\frac{1}{2}+1\frac{1}{2}+\frac{1}{2})-(W_u+W_b)(3+2+1)\Big]\tan\theta$$

$$=[4\times 282.0-8\times(12.0+20.0)-6\times(24.0+20.0)]\times 0.889$$

$$=540.51\ T$$

腹 材 $+\overline{DF}=(R_a-W_u-W_m-2W_b+\overline{EF}\cos\theta)\sec\theta$

$$=(R_a-W_u-1\frac{1}{2}W_m-2\frac{1}{2}W_b)\sec\theta$$

$$=(282.0-24.0-1.5\times 12.0-2.5\times 20.0)\times 1.338=254.22\ T$$

$$+\overline{FI}=(R_a-W_u-2W_m-3W_b)\sec\theta$$

$$=(282.0-24.0-2\times 12.0-3\times 20.0)\times 1.338=232.81\ T$$

$$-\overline{HI}=R_a-W_u-2W_m-4W_b+\overline{IJ}\cos\theta$$

$$=R_a-W_u-2\frac{1}{2}W_m-4\frac{1}{2}W_b$$

$$=(282.0-24.0-2.5\times 12.0-4.5\times 20.0)=138.00\ T$$

$$+\overline{HJ}=(R_a-2W_u-2W_m-4W_b+\overline{JI}\cos\theta)\sec\theta$$

$$=(R_a-2W_u-2\frac{1}{2}W_m-4\frac{1}{2}W_b)\sec\theta$$

$$=(282.0-2\times 24.0-2.5\times 12.0-4.5\times 20.0)\times 1.338$$

$$=152.53\ T$$

$$+\overline{JM}=(R_a-2W_u-3W_m-5W_b)\sec\theta$$

$$=(282.0-2\times 24.0-3\times 12.0-5\times 20.0)\times 1.338=131.12\ T$$

$$-\overline{LM}=R_a-2W_u-3W_m-6W_b+\overline{MN}\cos\theta$$

$$=R_a-2W_u-3\frac{1}{2}W_m-6\frac{1}{2}W_b$$

$$=282.0-2\times 24.0-3.5\times 12.0-6.5\times 20.0=62.00\ T$$

$$+\overline{LN}=(R_a-3W_u-3W_m-6W_b+\overline{MN}\cos\theta)\sec\theta$$

$$=(R_a-3W_u-3\frac{1}{2}W_m-6\frac{1}{2}W_b)\sec\theta$$

$$=(282.0-3\times 24.0-3.5\times 12.0-6.5\times 20.0)\times 1.338=50.84T$$

$$+\overline{NQ}=(R_a-3W_u-4W_m-7W_b)\sec\theta$$

$$=(282.0-3\times 24.0-4\times 12.0-7\times 20.0)\times 1.338=29.44\ T$$

$$-\overline{PQ}=\mathrm{W}_u=24.0\ T$$

腰吊材 $+\overline{DE}=W_b-(\overline{BE}+\overline{EF})\mathrm{css}\,\theta=2\mathrm{W}_b+\mathrm{W}_m=2\times 20.0+12.0=52.00T$

(ロ) 活荷重應力.

最大應力.

副三角構

$$+\overline{BC}=+\overline{FG}=+\overline{JK}=+\overline{NO}=P=32.00\ T$$

$$-\overline{BE}=-\overline{FE}=-\overline{JI}=-\overline{NM}=\frac{1}{2}P\sec\theta=\frac{1}{2}\times 32.0\times 1.338$$

$$=21.41\ T$$

全格點に荷重して $R_a=7\frac{1}{2}P=7.5\times 32.0=240.0\ T$

端　柱 $-\overline{AB}=R_a\sec\theta=240.0\times 1.338=321.12\ T$

$$-\overline{BD}=(R_a-P-\overline{BE}\cos\theta)\sec\theta$$

$$=(R_a-P+\frac{1}{2}P)\sec\theta=(240.0-0.5\times 32.0)\times 1.338$$

$$=299.71\ T$$

下弦材 $+\overline{AC}=+\overline{CE}=+\overline{EG}=+\overline{GI}=R_a\tan\theta=240.0\times 0.889=213.36\ T$

$$+\overline{IK}=+\overline{KM}=[2R_a-P(1\frac{1}{2}+1+\frac{1}{2}-\frac{1}{2})]\tan\theta$$

$$=[2R_a-2\frac{1}{2}P]\tan\theta=(2\times 240.0-2.5\times 32.0)\times 0.889$$

$$=355.60\ T$$

$$+\overline{MO}=+\overline{OQ}=[3R_a-P(2\frac{1}{2}+2+1\frac{1}{2}+1+\frac{1}{2}-\frac{1}{2})]\tan\theta$$

$$=[3R_a-7P]\tan\theta=[3\times 240.0-7\times 32.0]\times 0.889=440.94\ T$$

上弦材 $-\overline{DH}=[2R_a-P(1\frac{1}{2}+1+\frac{1}{2})]\tan\theta$

$$=(2R_a-3P)\tan\theta=(2\times 240.0-3\times 32.0)\times 0.889=341.38\ T$$

$$-\overline{HL}=[3R_a-P(2\frac{1}{2}+2+1\frac{1}{2}+1+\frac{1}{2})]\tan\theta$$

$$=(3R_a-7.5P)\tan\theta=(3\times 240.0-7.5\times 32.0)\times 0.889$$

$$=426.72\ T$$

$$-\overline{LP}=[4R_a-P(3\frac{1}{2}+3+2\frac{1}{2}+2+1\frac{1}{2}+1+\frac{1}{2})]\tan\theta$$

$$=(4R_a-14P)\tan\theta=(4\times 240.0-14\times 32.0)\times 0.889=455.17\ T$$

腹　材

G 格點より右側全格點及 E 格點より左側全格點に荷重して

$$DF\begin{cases}\max.\cdots\cdots+\overline{DF}=[\dfrac{P\times(13+12+\cdots+1)}{16}+\overline{EF}\cos\theta]\sec\theta\\ \qquad=(\dfrac{91}{16}P-\dfrac{1}{2}P)\sec\theta=\dfrac{83}{16}\times 32.0\times 1.338=222.11\ T\\ \min.\cdots\cdots-\overline{DF}=\dfrac{P\times(1+2)}{16}\sec\theta=\dfrac{3}{16}\times 32.0\times 1.338=8.03\ T\end{cases}$$

I 格點より右側全格點及 G 格點より左側全格點にて荷重して

$$FI\begin{cases}\max.\cdots\cdots+\overline{FI}=\dfrac{P\times(12+11\cdots+1)}{16}\sec\theta=\dfrac{78}{16}\times 32.0\times 1.338\\ \qquad=208.73\ T\\ \min.\cdots\cdots-\overline{FI}=\dfrac{P\times(1+2+3)}{16}\sec\theta=\dfrac{6}{16}\times 32.0\times 1.338\\ \qquad=16.06\ T\end{cases}$$

K 格點より右側全格點及 I 格點より左側全格點に荷重して

$$HJ\begin{cases}\max.\cdots\cdots+\overline{HJ}=[\dfrac{P\times(11+10+\cdots+1)}{16}+\overline{IJ}\cos\theta]\sec\theta\\ \qquad=(\dfrac{66}{16}-\dfrac{1}{2})\times 32.0\times 1.338=155.21\ T\\ \min.\cdots\cdots-\overline{HJ}=\dfrac{P\times(1+2+3+4)}{16}\sec\theta=\dfrac{10}{16}\times 32.0\times 1.338\\ \qquad=26.76\ T\end{cases}$$

$$HI\begin{cases}\text{max.}\cdots\cdots-\overline{HI}=\dfrac{P\times(11+10+\cdots+1)}{16}+\overline{IJ}\cos\theta\\[4pt] \qquad=(\dfrac{66}{16}-\dfrac{1}{2})\times32.0=116.00\,T\\[4pt] \text{min.}\cdots\cdots+\overline{HI}=\dfrac{P\times(1+2+3+4)}{16}=\dfrac{10}{16}\times32.0=20.00\,T\end{cases}$$

M 格點より右側全格點及 K 格點より左側全格點に荷重して

$$MJ\begin{cases}\text{max.}\cdots\cdots+\overline{JM}=\dfrac{P\times(10+9+\cdots+1)}{19}\sec\theta=\dfrac{55}{16}\times32.0\times1.338\\[4pt] \qquad=147.18\,T\\[4pt] \text{min.}\cdots\cdots-\overline{JM}=\dfrac{P\times(1+2+3+4+5)}{16}\sec\theta\\[4pt] \qquad=\dfrac{15}{16}\times32.0\times1.338=40.14\,T\end{cases}$$

O 格點より右側全格點及 M 格點より左側全格點に荷重して

$$LM\begin{cases}\text{max.}\cdots\cdots-\overline{LM}=\dfrac{P(9+8+\cdots+1)}{16}+\overline{MN}\cos\theta\\[4pt] \qquad=(\dfrac{45}{16}-\dfrac{1}{2})\times32.0=74.00\,T\\[4pt] \text{min.}\cdots\cdots+\overline{LM}=\dfrac{P\times(1+2+\cdots+6)}{16}=\dfrac{21}{16}\times32.0=42.00\,T\end{cases}$$

$$LN\begin{cases}\text{max.}\cdots\cdots+\overline{LN}=[\dfrac{P\times(9+8+\cdots+1)}{16}+\overline{MN}\cos\theta]\sec\theta\\[4pt] \qquad=(\dfrac{45}{16}-\dfrac{1}{2})\times32.0\times1.338=99.01\,T\\[4pt] \text{min.}\cdots\cdots+\overline{LN}=\dfrac{P\times(1+2+\cdots+6)}{16}\sec\theta=\dfrac{21}{16}\times32.0\times1.338\\[4pt] \qquad=56.20\,T\end{cases}$$

Q 格點より右側全格點及 O 格點より左側全格點に荷重して

$$NQ\begin{cases}\text{max.}\cdots\cdots+\overline{NQ}=\dfrac{P\times(8+7+\cdots+1)}{16}\sec\theta\\[4pt] \qquad=\dfrac{36}{16}\times32.0\times1.338=96.34\,T\\[4pt] \text{min.}\cdots\cdots-\overline{NQ}=\dfrac{P\times(1+2+\cdots+7)}{16}\sec\theta\\[4pt] \qquad=\dfrac{28}{16}\times32.0\times1.338=74.93\,T\end{cases}$$

$\overline{PQ}=0$

C. E. 及 G 格點に荷重して

腰吊材 $+\overline{DE}=P-(\overline{BE}+\overline{EF})\cos\theta=2P=2\times32.0=64.0\,T$

(ハ) 合成應力.

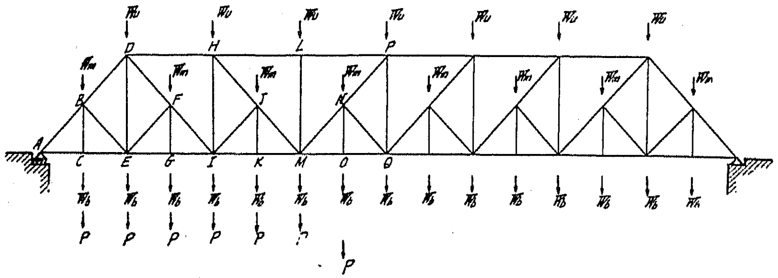
第 2 6 表 其1

部材	名 稱	死荷重應力 瓲	活荷重應力 瓲		合成應力 瓲		設 計	
			最 大	最 小	最 大	最 小	應力 瓲	部材
端 柱	AB	−377.32	−321.12	0	−698.44	−377.32	−698.44	抗壓材
〃	BD	−355.91	−299.71	0	−655.62	−355.61	−655.62	〃
下弦材	$AC.CE$	+250.70	+213.36	0	+464.06	+250.70	+464.06	抗張材
〃	$EG.GI$	+250.70	+213.36	0	+464.06	+250.70	+464.06	〃
〃	$IK.KM$	+419.61	+355.60	0	+775.21	+419.61	+775.21	〃
〃	$MO.OQ$	+520.95	+440.94	0	+961.89	+520.95	+961.89	〃
上弦材	DH	−405.38	−341.38	0	−746.76	−405.38	−746.76	抗壓材
〃	HL	−506.73	−426.72	0	−933.45	−506.73	−933.45	〃
〃	LP	−540.51	−455.17	0	−995.68	−540.51	−995.68	〃
腹 材	DF	+254.22	+222.11	− 8.03	+476.33	+246.19	+476.33	抗張材
〃	FI	+232.81	+208.73	−16.06	+441.54	+216.75	+441.54	〃
〃	HI	−138.00	−116.00	+20.00	−254.00	−118.00	−254.00	抗壓材
〃	HJ	+152.53	+155.21	−26.76	+307.74	+125.77	+307.74	抗張材
〃	JM	+131.12	+147.18	−40.14	+278.30	+ 90.98	+278.30	〃
〃	LM	− 62.00	− 74.00	+42.00	−136.00	− 20.00		
〃	LN	+ 50.84	+ 99.01	−56.20	+149.82	− 5.36		
〃	NQ	+ 29.44	+ 96.34	−74.93	+125.78	− 45.49		
〃	PQ	− 24.00	0	0	− 24.00	− 24.00		
腰吊材	DE	+ 52.00	+ 64.00	0	+116.00	+ 52.00	+116.00	抗張材
副構材	$BC.FG$ $JK.NO$	+ 20.00	+ 32.00	0	+ 52.00	+ 20.00	+ 52.00	抗張材
〃	$BE.FE$ $JI.NM$	− 21.41	− 21.41	0	− 42.82	− 21.41 (	− 42.82 NMヲ除	抗壓材 ク)

以上の表より MQ の構格に於て LQ が交番應力を受けるを以て PN

なる對材を必要とする，乃ち 第354圖は PN なる對材が作用する場合の載荷狀態及結構の型狀を示す。

第 3 5 4 圖



（イ） 死荷重應力.

副三角構 $-\overline{NQ}=\frac{1}{2}(W_m+W_b)\sec\theta=\frac{1}{2}(12.0+20.0)\times1.338$

$=21.41\ T$

腹 材 $-\overline{MN}=(R_a-3W_u-3W_m-6W_b)\sec\theta$

$=(282.0-3\times24.0-3\times12.0-6\times20.0)\times1.338=72.25\ T$

$-\overline{NP}=(R_a-3W_u-4W_m-7W_b-\overline{NQ}\cos\theta)\sec\theta$

$=(R_a-3W_u-3\frac{1}{2}W_m-6\frac{1}{2}W_b)\sec\theta$

$=(282.0-3\times24.0-3.5\times12.0-6.5\times20.0)\times1.338$

$=50.84\ T$

$+\overline{PQ}=R_a-4W_u-4W_m-7W_b-\overline{NQ}\cos\theta$

$=R_a-4W_u-3\frac{1}{2}W_m-6\frac{1}{2}W_b$

$=282.0-4\times24.0-3.5\times12.0-6.5\times20.0=14.00\ T$

$-\overline{LM}=P_u=24.0\ T$

（ロ） 活荷重應力.

副三角構 $-\overline{NQ}=\frac{1}{2}P\sec\theta=\frac{1}{2}\times32.0\times1.338=21.41\ T$

M 格點より左側全格點に荷重して

$+\overline{MN}=\frac{P(6+5+\cdots+1)}{16}\sec\theta=\frac{21}{16}\times32.0\times1.338=56.20\ T$

O 點より左側全格點に荷重して

$+\overline{NP}=[\frac{P(7+6+\cdots+1)}{16}+\overline{NQ}\cos\theta]\sec\theta$

$=(\frac{28}{16}-\frac{1}{2})\times32.0\times1.338=53.52\ T$

$-\overline{PQ}=\frac{P(7+6+\cdots+1)}{16}+\overline{NQ}\cos\theta=(\frac{28}{16}-\frac{1}{2})\times32.0$

$=40.00\ T$

第 2 6 表 其 2

部 材	名 稱	死荷重應力 瓲	活荷重應力 瓲	合成應力 瓲
副三角構	NQ	−21.41	−21.41	−42.82
腹 材	MN	−72.25	+56.20	−16.05
〃	NP	−50.84	+53.52	+ 2.68
〃	PQ	+14.00	−40.00	−26.00
〃	LM	−24.00	0	−24.00

以上の結果より $LMQP$ 構格の設計應力を示せば次の如くになる。

第 2 6 表 其 3

部 材	死荷重應力 瓲		活荷重應力 瓲	設 計	
	D	$\frac{2}{3}D$		應 力 瓲	設 計
LM	−62.00		−74.00	−136.00	抗壓材
LN	+50.84		+99.01	+149.82	抗張材
MN	−21.41		−21.41	− 42.82	抗壓材
NP	−50.84	−33.89	+53.52	+ 19.63	抗張材
NQ	+29.44		+96.34	+125.78	抗張材*
	−21.41		−21.41	− 42.82	抗壓材*
PQ	+14.00	+ 9.33	−40.00	− 30.67	抗壓材

NQ に對しては Q 格點より右側格點に荷重したる際は張力を生じ其の最大應力は第 25 表其 1 に依り

$+\overline{NQ}=29.44+96.34=125.78\ T$

である，O 格點より左側格點に荷重したる際は $LN-NQ$ は作用せず對材

$MN-NP$ が作用するを以て NQ には M 格點より左側格點に荷重しても應力を生ぜず，たゞ O 格點に荷重したる際にのみ副三角構として第26表其2に示す

$$-\overline{NQ}=21.41+21.41=42.82\,T$$

なる壓力を生ず，故に載荷狀態に依つて NQ は $+125.78\,T$ と $-42.82\,T$ の交番應力を受ける結果となる，從つて設計に際しては

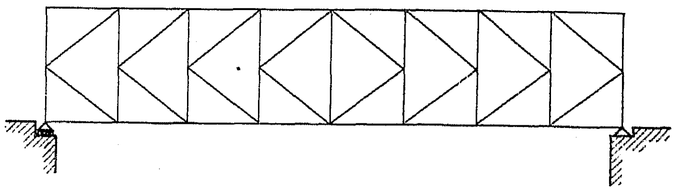
$$125.78+42.82\times\frac{1}{2}=147.19\,T\ (張力)$$

$$42.82+42.82\times\frac{1}{2}=64.23\,T\ (壓力)$$

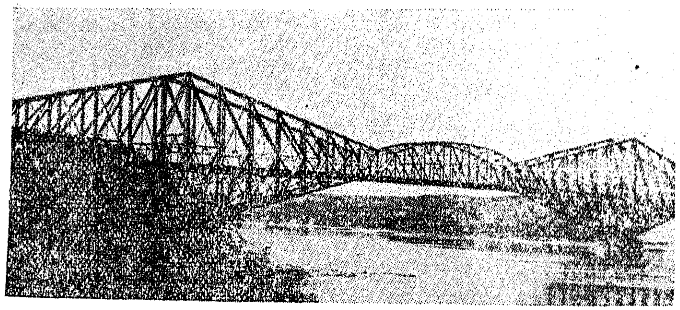
の二つの應力に對して抗張材及抗壓材として斷面を決定し其の大なる斷面を使用する，此の例題に於ては抗張材として大なる斷面を必要とするけれども抗壓材としても作用し得る斷面を撰定することは勿論である。

(e) K **トラス** K truss.

第　3　5　5　圖



K　構　の　實　例



此の構は近來街路橋の如き分格長に比して構の間隔の廣い橋梁の橫綾構として使用せられる型式である，又主構として相當大なる徑間のものに使用せられ彼の有名なる**ケベツク橋** Quebec bridge は此の型式の**控架構橋** Cantilever truss bridge である。

(イ) 弦　材.

假想斷面にて切斷せられる部材は四個となるが內三部材が一點に集る，乃ち第356圖に於て任意の上弦材 U_mU_{m+1} の應力を求めんとするには $s-s$ 斷面を假想し L_m 點に於て $\Sigma M=0$ を適用して

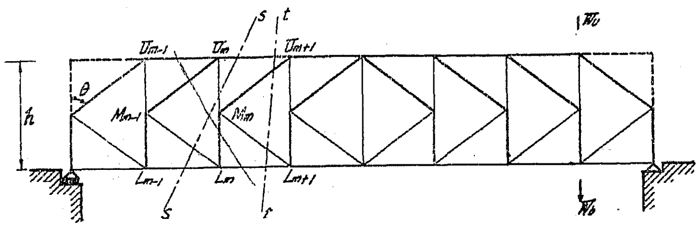
$$-\overline{U_mU_{m+1}}=\frac{M_{Lm}}{h}$$

同樣にして

$$+\overline{L_mL_{m+1}}=\frac{M_{Um}}{h}$$

である，而して我等の取扱ふ荷重は凡て垂直なる故 $M_{Um}=M_{Lm}$ である，乃ち相對する上下弦材の應力の絕對値は等しい。

第　3　5　6　圖



(ロ) 腹　材.

$t-t$ 斷面を假想して未知應力を凡て張力と假定すれば斜材の應力は

$$\Sigma V=V_{t-t}+(\overline{M_mU_{m+1}}-\overline{M_mL_{m+1}})\cos\theta=0$$

$$\Sigma H=-\overline{U_mU_{m+1}}+\overline{M_mU_{m+1}}\sin\theta+\overline{M_mL_{m+1}}\sin\theta+\overline{L_mL_{m+1}}=0$$

$$\overline{M_mU_{m+1}}=-\overline{M_mL_{m+1}}$$

$$+\overline{M_mL_{m+1}}=\frac{V_{t-t}}{2}\sec\theta$$

$$-\overline{M_m U_{m+1}}=\frac{V_{t-t}}{2}\sec\theta$$

上式中 V_{t-t}……$t-t$ 斷面の外力に因る垂直剪力.

にして垂直材の應力は

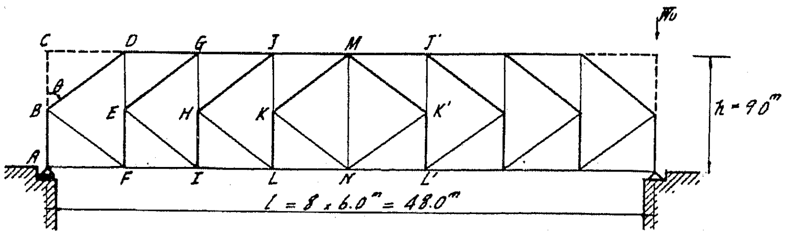
$$+\overline{U_m M_m}=-\overline{U_{m-1}M_m}\cos\theta-W_u$$

$$-\overline{M_m L_m}=\overline{M_{m-1}L_m}\cos\theta-W_b$$

である，如斯にして全部材の應力を求める事が出來る。

例題. K トラスの應力計算實例.

第 3 5 7 圖



$W_u=6.0\,T$ $\quad W_u'=3.0\,T$ $\quad W_b=9.0\,T$

$P=20.0\,T$ $\quad \sec\theta=\frac{5}{3}$

（イ） 死荷重應力.

$$R_a=3\frac{1}{2}(W_u+W_b)=3.5\times(6.0+9.0)=52.50\,T$$

端 柱 $-\overline{AB}=R_a+W_u'=52.50+3.0=55.50\,T$

$-\overline{BC}=W_u'=3.0\,T$

弦 材 $\overline{AF}=\overline{CD}=0.$

$$-\overline{DG}=+\overline{FI}=R_a\times\frac{\lambda}{h}=52.50\times\frac{6.0}{9.0}=35.0\,T$$

$$-\overline{GJ}=+\overline{IL}=[2R_a-(W_u+W_b)]\frac{6}{9}$$

$$=(2\times52.50-15.0)\times\frac{6}{9}=60.0\,T$$

$$-\overline{JM}=+\overline{LN}=[3R_a-3(W_u+W_b)]\times\frac{6}{9}=75.0\,T$$

腹 材 $-\overline{BD}=+\overline{BF}=\frac{1}{2}R_a\sec\theta=\frac{1}{2}\times52.50\times\frac{5}{3}=43.75\,T$

$$+\overline{DE}=-\overline{BD}\cos\theta-W_u=\frac{1}{2}\times52.50-6.0=20.25\,T$$

$$-\overline{EF}=\overline{BF}\cos\theta-W_b=\frac{1}{2}\times52.50-9.0=17.25\,T$$

$$-\overline{EG}=+\overline{EI}=\frac{1}{2}(R_a-W_u-W_b)\sec\theta$$

$$=\frac{1}{2}(52.50-15.0)\times\frac{5}{3}=31.25\,T$$

$$+\overline{GH}=-\overline{EG}\cos\theta-W_u=\frac{1}{2}(52.50-15.0)-6.0=12.75\,T$$

$$-\overline{HI}=\overline{EI}\cos\theta-W_b=\frac{1}{2}(52.50-15.0)-9.0=9.75\,T$$

$$-\overline{HJ}=+\overline{HL}=\frac{1}{2}[R_a-2(W_u+W_b)]\sec\theta$$

$$=\frac{1}{2}(52.50-2\times15.0)\times\frac{5}{3}=18.75\,T$$

$$+\overline{JK}=-\overline{HJ}\cos\theta-W_u=\frac{1}{2}(52.50-2\times15.0)-6.0=5.25\,T$$

$$-\overline{KL}=\overline{HL}\cos\theta-W_b=\frac{1}{2}(52.50-2\times15.0)-9.0=2.25\,T$$

$$-\overline{MK}=+\overline{KN}=\frac{1}{2}[R_a-3(W_u+W_b)]\sec\theta=$$

$$=\frac{1}{2}(52.50-3\times15.0)\times\frac{5}{3}=6.25\,T$$

$$+\overline{MN}=-(\overline{MK}+\overline{MK'})\cos\theta-W_u$$

$$=(52.50-3\times15.0)-6.0=+1.50\,T$$

（ロ） 活荷重應力.

全格點に荷重して端柱及弦材の最大應力を求む

$$R_a=3\frac{1}{2}P=3.5\times20.0=70.0\,T$$

max.……$-\overline{AB}=R_a=70.0\,T$

max.……$-\overline{BC}=0.$

max.……$-\overline{DG}=+\overline{FI}=R_a\times\frac{6}{9}=70.0\times\frac{6}{9}=46.67\,T$

max.……$-\overline{GJ}=+\overline{IL}=(2R_a-P)\times\frac{6}{9}=(2\times70.0-20.0)\times\frac{6}{9}=80.0\,T$

max.……$-\overline{JM}=+\overline{LN}=[3R_a-P(1+2)]\times\frac{6}{9}$

$$=(3\times70.0-3\times20.0)\times\frac{6}{9}=100.0\,T$$

腹　材　全格點に荷重して

max.……$-\overline{BD}=+\overline{BF}=\frac{1}{2}R_a\sec\theta=\frac{1}{2}\times70.0\times\frac{5}{3}=58.33\,T$

max.……$+\overline{DE}=-\overline{BD}\cos\theta=\frac{1}{2}\times70.0=35.0\,T$

注　意

部材 EF の應力を求める場合（HI. KL の場合も同樣）

$$-\overline{EF}=\overline{BF}\cos\theta-(F\ \text{點に於ける荷重})$$

なる故 BF の最大應力は F 格點より右側全格點に荷重したる場合に生ず可きであるが同時に F 格點の荷重は第二項に於て差引かれるを以て F 格點に於ける荷重に對して EF の應力を檢査する，乃ち F 格點のみに荷重して

$$-\overline{EF}=\overline{BF}\cos\theta-P$$

$$=\frac{7}{16}P-P<0$$

となり EF に張力を作用する，故に F 格點には荷重せず I 格點より右側全格點に荷重したる場合が EF に最大應力を惹起する。

I 格點より右側全格點及 F 格點のみに荷重して

$$\text{max.}\cdots\left\{\begin{aligned}&-\overline{EG}=+\overline{EI}=\frac{1}{2}\cdot\frac{P(6+5+\cdots+1)}{8}\sec\theta\\&\qquad=\frac{1}{2}\times\frac{20.0\times21}{8}\times\frac{5}{3}=43.75\,T\\&+\overline{GH}=-\overline{EG}\cos\theta=\frac{1}{2}\times\frac{20.0\times21}{8}=26.25\,T\\&-\overline{EF}=+\overline{BF}\cos\theta=\frac{1}{2}\times\frac{20.0\times21}{8}=26.25\,T\end{aligned}\right.$$

$$+\overline{EG}=-\overline{EI}=\frac{1}{2}\cdot\frac{P\times1}{8}\sec\theta=\frac{1}{2}\times\frac{20.0\times1}{8}\times\frac{5}{3}=2.08\,T$$

$$\text{min.}\cdots\left\{\begin{aligned}&-\overline{GH}=+\overline{EG}\cos\theta=\frac{1}{2}\times\frac{20.0\times1}{8}=1.25\,T\\&+\overline{EF}=P-\overline{BF}\cos\theta=20.0-\frac{7}{8}\times20.0=2.50\,T\end{aligned}\right.$$

L 格點より右側全格點及 F. I. 格點に荷重して

$$\text{max.}\cdots\left\{\begin{aligned}&-\overline{HJ}=+\overline{HL}=\frac{1}{2}\times\frac{P(5+4+\cdots+1)}{8}\sec\theta\\&\qquad=\frac{1}{2}\times\frac{20.0\times15}{8}\times\frac{5}{3}=31.25\,T\\&+\overline{JK}=-\overline{HJ}\cos\theta=\frac{1}{2}\times\frac{20.0\times15}{8}=18.75\,T\\&-\overline{HI}=+\overline{EI}\cos\theta=\frac{1}{2}\times\frac{20.0\times15}{8}=18.75\,T\end{aligned}\right.$$

$$\text{min.}\cdots\left\{\begin{aligned}&+\overline{HJ}=-\overline{HL}=\frac{1}{2}\times\frac{P(1+2)}{8}\sec\theta\\&\qquad=\frac{1}{2}\times\frac{20.0\times3}{8}\times\frac{5}{3}=6.25\,T\\&-\overline{JK}=+\overline{HJ}\cos\theta=\frac{1}{2}\times\frac{20.0\times3}{8}=3.75\,T\\&\qquad R_a=\frac{P(7+6)}{8}=\frac{13}{8}P\\&\qquad FI\ \text{桁格の剪力}=\frac{13}{8}P-P=+\frac{5}{8}P\\&+\overline{EI}=\frac{1}{2}\times\frac{5}{8}P\sec\theta\\&+\overline{HI}=P-\frac{5}{16}P=\frac{11}{16}\times20.0=13.75\,T\end{aligned}\right.$$

N 格點より右側全格點及 $F.I.L.$ 格點に荷重して

$$\text{max.}\cdots\left\{\begin{aligned}&-\overline{KM}=+\overline{KN}=\frac{1}{2}\times\frac{P(4+\cdots+1)}{8}\sec\theta\\&\qquad=\frac{1}{2}\times\frac{20.0\times10}{8}\times\frac{5}{3}=20.83\,T\\&-\overline{KL}=+\overline{HL}\sec\theta=\frac{1}{2}\times\frac{20.0\times10}{8}=12.50\,T\end{aligned}\right.$$

$$+\overline{MK'}=\frac{1}{2}(R_a-P)\sec\theta=\frac{1}{2}\left(\frac{20.0\times10}{8}-20.0\right)\sec\theta$$

$$+\overline{MN}=(-\overline{KM}-\overline{MK'})\cos\theta$$

$$=\frac{1}{2}\times\frac{20.0\times10}{8}-\frac{1}{2}\left(\frac{20.0\times10}{8}-20.0\right)=10.00\,T$$

min.…

$$+\overline{KM}=-\overline{KN}=\frac{1}{2}\times\frac{P(1+2+3)}{8}\sec\theta$$

$$=\frac{1}{2}\times\frac{20.0\times6}{8}\times\frac{5}{3}=12.50\,T$$

$$-\overline{MK'}=\frac{1}{2}\times\frac{P(1+2+3)}{8}\sec\theta=12.50\,T$$

$$+\overline{MN}=-(\overline{MK'}-\overline{KM})\cos\theta=0$$

$$R_a=\frac{P(7+6+5)}{8}=\frac{9}{4}P$$

IL 梯格の剪力$=\frac{9}{4}P-2P=\frac{1}{4}P$

$$+\overline{HL}=\frac{1}{8}P\ \mathrm{ses}\ \theta$$

$$+\overline{KL}=P-\frac{1}{8}P=\frac{7}{8}\times20.0=17.50\,T$$

第 2 7 表 其1

名 稱	部材	死荷重應力 瓲	活荷重應力 瓲		合成應力 瓲		設 計	
			最 大	最 小	最 大	最 小	應力 瓲	部材
端 柱	AB	−55.30	− 70.00	0	−125.30	−70.00	−125.30	抗壓材
〃	BC	− 3.00	0	0	− 3.00	0	− 3.00	〃
弦 材	CD	0	0	0	0	0		
〃	DG	−35.00	− 46.67	0	− 81.67	−35.00	− 81.67	抗壓材
〃	GJ	−60.00	− 80.00	0	−140.00	−60 00	−140.00	〃
〃	JM	−75.00	−100.00	0	−175.00	−75.00	−175.00	〃
〃	AF	0	0	0	0	0		
〃	FI	+35.00	+ 46.67	0	+ 81.67	+35.00	+ 81·67	抗張材
〃	IL	+60·00	+ 80.00	0	+140.00	+60.00	+140.00	〃
〃	LN	+75.00	+100.00	0	+175.00	+75.00	+175.00	〃
腹 材	BD	−43.75	− 58.33	0	−102.08	−43.75	−102.08	抗壓材
〃	BF	+43.75	− 58.33	0	−102.08	−43.75	−102.08	〃
〃	DE	+20.25	+ 35.00	0	+ 55.25	+20.25	+ 55.25	抗張材

〃	EF	−17.25	− 26.25	+ 2.5	− 43.50	−14.74	− 43.50	抗壓材
〃	GE	−31.25	− 43.75	+ 2.08	− 75.00	−29.17	− 29.17	抗壓材
〃	EI	+31·25	+ 43.75	− 2.08	+ 75.00	+29.17	+ 29.17	抗張材
〃	GH	+12.75	+ 26.25	− 1.25	+ 39.00	+11.50	+ 39.00	〃
〃	HI	− 9.75	− 18.75	+13.75	− 28.50	+ 4.00		
〃	HJ	−18.75	− 31.25	+ 6.25	− 50.00	−12.50	− 50.00	抗壓材
〃	HL	+18.75	+ 31.25	− 6.25	+ 50.00	+12.50	+ 50.00	抗張材
〃	JK	+ 5.25	+ 18.75	− 3.75	+ 24.00	+ 1.50	+ 24.00	〃
〃	KL	− 2.25	− 12.50	+17.50	− 14.75	+15.25		
〃	KM	− 6.25	− 20.83	+12.50	− 27.08	+ 6.25		
〃	KN	+ 6.25	+ 20.83	−12.50	+ 27.08	− 6.25		
〃	MN	+ 1.50	+ 10.00	0	+ 11.50	+ 1.50	+ 11.50	抗張材

以上の結果よりして *HI. LK. MK* 及 *KN* の四部材に交番應力を生ずる結果となる，此の橋には對材を設けざるを以て道路構造に關する細則第三十五條或は鋼鐵道橋設計示方書第十五條に依つて設計應力を算出する。

第 2 7 表 其2

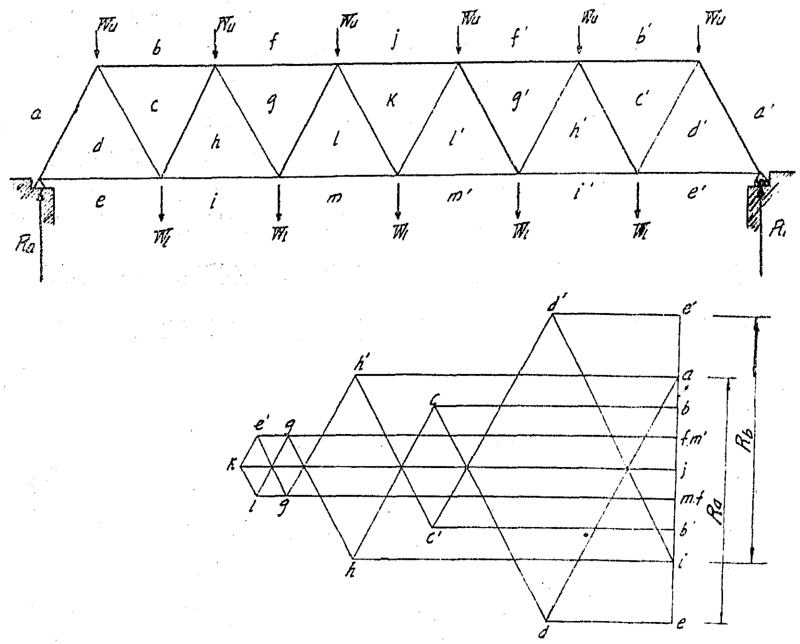
部 材	交番應力 瓲	加 算 量 瓲	設 計	
			應 力 瓲	部 材
HI	−28.50 + 4.00	$4.00\times\frac{1}{2}$ =2.00	−30.50 + 6.00	抗壓材 抗張材
KL	−14.75 +15.25	$14.75\times\frac{1}{2}$ =7.38	−22.13 +22.63	抗壓材 抗張材
KM	−27.08 + 6.25	$6.25\times\frac{1}{2}$ =3.12	−30.20 + 9.37	抗壓材 抗張材
KN	− 6.25 −27.08	$6.25\times\frac{1}{2}$ =3.12	− 9.37 +30.20	抗壓材 抗張材

§ 73. 格點荷重に依る應力計算の圖式解法.

格點荷重に依る構橋の應力を圖式的に求めんとする事は主として死荷重

應力及弦材の最大活荷重應力の場合である，乃ち第358圖に例示するが如く**クレモナ** Cremona の**力の多角形** Force polygon を一つ描く事により全部材の應力を求め得る，此の方法は直弦構の場合も曲弦構の場合も何等異る事がない，又腹材の最大活荷重應力は各腹材毎に其の載荷狀態が異る

第　3　5　8　圖



を以て各力の多角形を描く必要があつて反つて煩雜である，故に寧ろ解析法の方が簡單である。

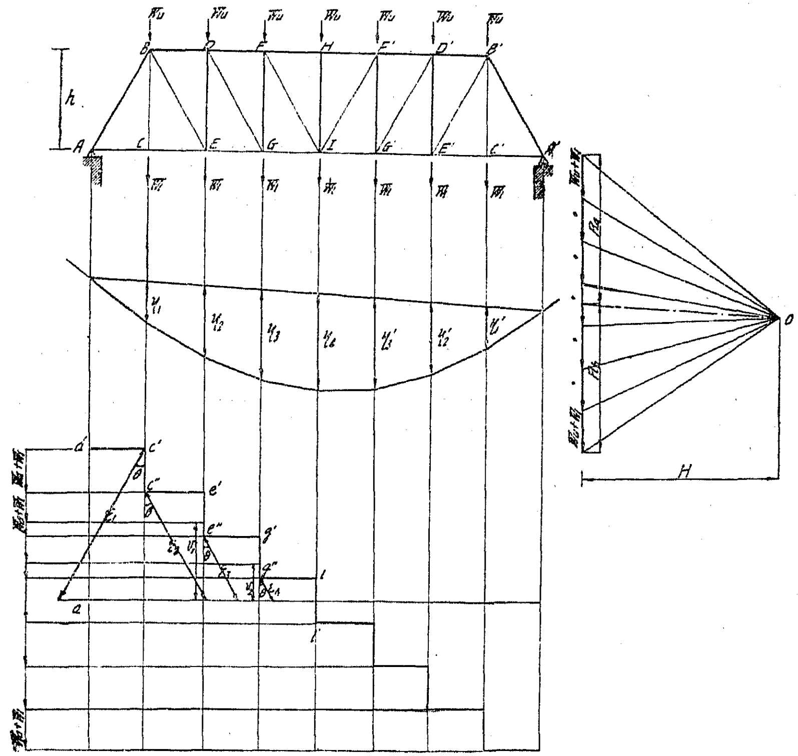
尙第359圖に示す方法は直弦構の場合のみに利用せられる方法であつて部材の應力は(125)式乃至(127)式に依り

弦材の應力$=\dfrac{M}{h}$

腹材の應力$=S\sec\theta$ or S

になるを以て弦材の應力は力の多角形及**索多角形** Finicular polygon を描

第　3　5　9　圖



き其の際力の多角形の**極距** Pole distance $H=nh$ (n は倍數) と豫め撰ぶならば索多角形の縱距は直ちに應力を表す事となる，例へば

$$\left.\begin{array}{l} -\overline{DF}=\dfrac{M_G}{h},\ M_G=H\times\eta_3=nh\eta_3 \\ -\overline{DF}=n\eta_3 \end{array}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(129)$$

となる，乃ち η_3 を計つて n 倍すれば DF の應力を知る事が出來る，又腹材の應力は剪力圖 ($a'c'c''e'$……) を描き對角材の方向に ε_1 ε_2 ……等を求める時は其等は各對角材の應力を表し v_1 v_2…… は垂直材の應力を表すのである。

第 3 節 格點荷重に依る應力計算法（曲弦構）

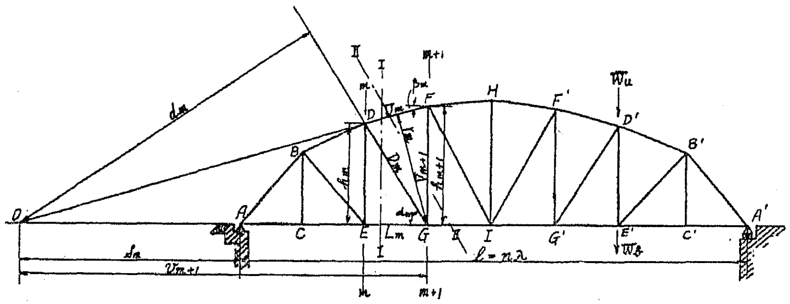
Stress calculation of curved chord truss due to the panel load.

§ 74. 曲弦構の應力計算の一般方法.

徑間長の大なる構橋に於ては經濟上及外觀上曲弦構を用ひる方が可い，普通徑間長 50 米．幅員大なる市街橋に於ては 45 米以上の橋構は曲弦構とする，曲弦構には上下弦材を共に曲線となしたるものと無載荷弦のみを曲線となしたものとある。

應力の計算方法は直弦構の場合と略同一である，たゞ直弦構の場合は弦材の應力は水平分力のみで垂直分力を有せないが曲弦構の場合は曲弦にも垂直分力を有し多少剪力に抵抗し得るのである。

第 3 6 0 圖



第 360 圖に於て任意の構格 $(m)(m+1)$ の各部材の應力を求める。

斷面 I−I にて切斷せられる三部材 DF. DG 及 EG の內弦材 DF 及 EG の應力 U_m 及 L_m は直弦構の場合と同一理由に依り

$$\left.\begin{aligned} -U_m &= \frac{M_G}{r_m} = \frac{M_{m+1}}{h_{m+1}} \sec\beta_m \\ +L_m &= \frac{M_D}{h_m} = \frac{M_m}{h_m} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots(130)$$

上式中 M_m 及 M_{m+1} は斷面の左側の外力の m 及 $m+1$ 格線の廻りの彎曲率であり，上弦材は壓力．下弦材は張力を受ける。

腹材の內對角材 DG の應力を D_m とすれば斷面 $I-I$ に於て $\Sigma H=0$ を適用する時は

$$\Sigma H = -U_m \cos\beta_m + D_m \cos\alpha_m + L_m = 0$$

$$D_m \cos\alpha_m = U_m \cos\beta_m - L_m = \frac{M_{m+1}}{h_{m+1}} - \frac{M_m}{h_m}$$

$$D_m = \left(\frac{M_{m+1}}{h_{m+1}} - \frac{M_m}{h_m}\right)\sec\alpha_m \cdots\cdots\cdots\cdots(131a)$$

又垂直材 FG の應力を V_{m+1} とすれば G 格點の平衡條件より

$$-V_{m+1} = D_m \sin\alpha_n - W_{m+1} \cdots\cdots\cdots\cdots(132a)$$

上式中 W_{m+1}……G 格點の格點荷重.

となる，

尙曲弦構の場合斷面 $I-I$ 及 $II-II$ に於て兩弦材は平行ならざるを以て其の交點 O に於て $\Sigma M=0$ を適用する時は

$$D_m = \frac{M_0}{d_m} \cdots\cdots\cdots\cdots(131b)$$

$$-V_{m+1} = \frac{M_0}{v_{m+1}} \cdots\cdots\cdots\cdots(132b)$$

上式中 M_0…… 斷面 $I-I$ 或は $II-II$ の左側外力の O 點の廻りの彎曲率.

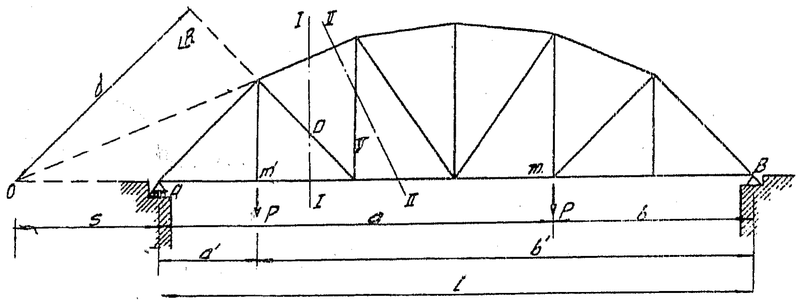
なる式を得。

曲弦構の腹材の應力を求める場合には (131a)(132a) 或は (131b)(132b) の何れの式を使用するも差支はないが曲弦の形によつて O 點を求める事が非常に困難なる場合がある，斯る際は (a)式の方が便利である，結果は勿論同一となる，而して抗壓材なるか抗張材なるかは曲弦の形及對角材の傾斜の方向に依つて定まるのである。

次に各部材の最大應力を生ずべき活荷重の位置に付き一言するに弦材に生ずる應力は荷重滿載の時最大となる事明かであるけれども腹材の最大應力に對する活荷重の位置に付いては二つの場合を考慮する必要がある。

（第一）腹材應力を求めん爲の假想斷面にて切斷される上下弦材の交點が構の外にある場合．

第　3　6　1　圖



第361圖に於て斷面より右側格點 m に P を荷重したる時 D の應力 $\overline{D}$ は

$$M_0=-R_a s+\overline{D}d=-\frac{Pb}{l}s+\overline{D}d=0$$

$$\overline{D}=+\frac{Pbs}{ld}$$

であり，斷面より左側格點 m' に荷重したる時は

$$M_0=P(a'+s)-R_a s+\overline{D}d=P(a'+s)-\frac{Pb'}{l}s+\overline{D}d$$

$$=P(a'+s)-\frac{P(l-a')}{l}s+\overline{D}d$$

$$=\frac{Pa'(l+s)}{l}+\overline{D}d=0$$

$$\overline{D}=-\frac{Pa'(l+s)}{ld}$$

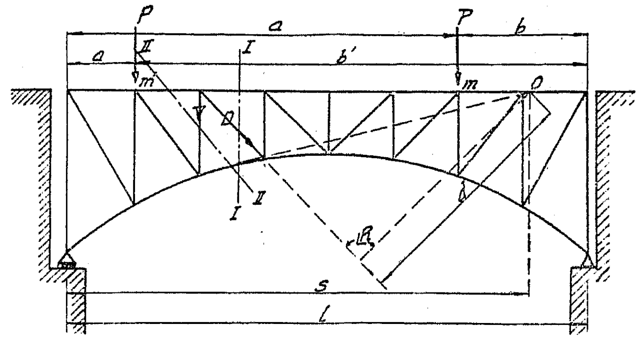
である，乃ち荷重の位置が斷面 I—I の左右に依つて D の應力の符號が反對となる，又垂直材 V に對しても荷重の位置が斷面 II—II の左右によりて同樣なる結果を得る，故に腹材に對しては次の如く云ふ事が出來る。

腹材が構の中眞より左側にある時は該腹材の最大應力は斷面の右側全格點に載荷したる時であつて最小應力は斷面の左側全格點に載荷したる時である。

（第二）腹材應力を求めん爲の假想斷面にて切斷される上下弦材の交點

が構の內にある場合．

第　3　6　2　圖



第362圖に於て P なる荷重が斷面より右側にある場合には

$$M_0=R_a s-\overline{D}d=0 \qquad \overline{D}=\frac{Pbs}{ld}$$

となり，斷面より左側にある場合には

$$M_0=R_a s-P(s-a')-\overline{D}d=\frac{P(l-a')}{l}s-P(s-a')-\overline{D}d$$

$$=-\frac{Pa'}{l}s+Pa'-\overline{D}d=0$$

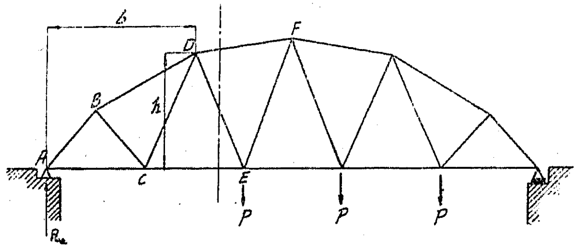
$$\overline{D}=\frac{Pa'}{d}\left(\frac{l-s}{l}\right)$$

となり O 點が構の內にある假定よりして $l-s$ は正である，從つて此の場合腹材 D の應力は斷面の左右によつて變化する事がない，故に斯る結構に於ては腹材の最大應力は荷重滿載の時であつて活荷重が載らない時が最小である。

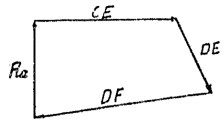
曲弦構の應力を求めるには解析法或は圖式法何れを用ひても差支はないけれども一般に圖式法を用ひる方が多い，死荷重應力及弦材の活荷重應力は一つの示力圖により同時に各部材の應力を見出し得（§ 73. 參照），腹材の活荷重應力は解析法と圖式法を併用して之を求める，例へば第363圖甲に於て DE の最大應力を求めんとする時は斷面の右側全格點に荷重する

第 3 6 3 圖

甲



乙



を以て

$$R_a=\frac{3+2+1}{5}P=\frac{6}{5}P$$

である，今斷面の平衡多角形を描くべく先づ CE の應力を求め

$$+\overline{CE}=\frac{M_D}{h}=\frac{R_a\times b}{h}=\frac{6b}{5h}P$$

更に第 363 圖乙の如く斷面の平衡多角形を描きて DE の最大應力を得るのである。

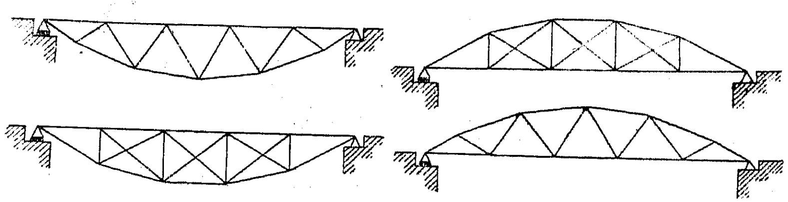
§ 75. **曲弦構の實例.**

曲弦構も直弦構同樣腹材の組合せ方に依りて**ストレーベン構**と**ステンデル構**とに分つ事が出來る，次に曲弦構の實例を二三列記する。

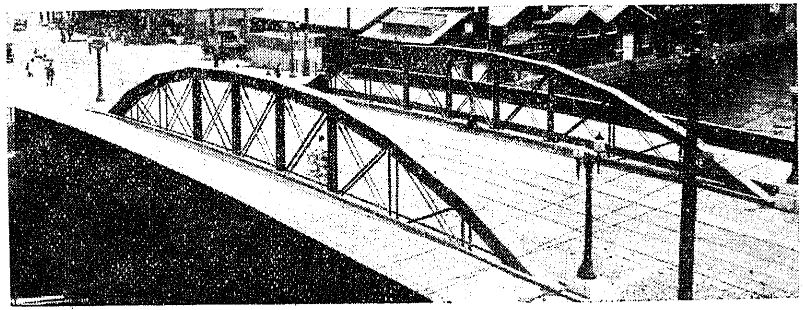
(a) **ボーストリング トラス** Bowstring truss.

ボーストリング構は通例下路橋の場合には上弦を．上路橋の場合には下弦を圓弧又は拋物線とするのであつて構としてはプラット型又はワーレン型が多い，應力の求め方は一般方法で述べたと何等異る事が無い，一般に**ボ**

第 3 6 4 圖



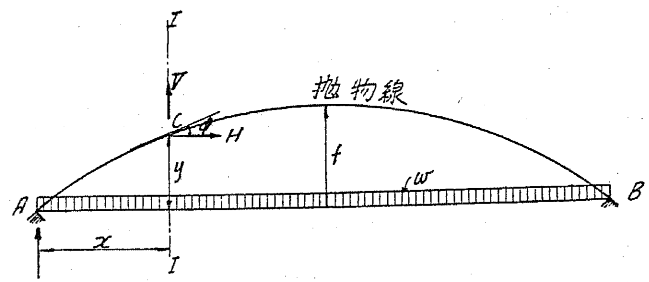
ボーストリング構の實例



ーストリング構の應力は弦材は張力又は壓力のみを受け腹材は兩應力所謂交番應力を受ける，從つて凡ての對角材には對材 Counter を必要とする。

ボーストリング構の弦材を拋物線にする時は死荷重の如き等布荷重に對して次の如き結果を見る。

第 3 6 5 圖



第 365 圖に於て上弦材の任意の一點 C を通じて垂直なる斷面 $I—I$ を假定して斷面の外力に因る彎曲率を M_x とすれば

$$M_x=R_a x-\frac{wx^2}{2}=\frac{wx}{2}(l-x)$$

である，且上弦材の C 點に於ける應力の水平分力を H とすれば

$$M_x=Hy$$

にして兩式により

$$H=\frac{wx}{2y}(l-x)\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(133)$$

である，尙上弦材の拋物線の式は

$$y=\frac{4f}{l^2}x(l-x)\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(134)$$

にして (133) 式及 (134) 式に依つて

$$H=\frac{\frac{wx(l-x)}{2}}{\frac{4f}{l^2}x(l-x)}=\frac{wl^2}{8f}=\text{定數}\cdots\cdots\cdots\cdots(135)$$

となる，乃ち上弦材に生ずる應力の水平分力は構の何れの點に於ても定數である，又垂直分力を V とすれば

$$\tan\varphi=\frac{dy}{dx}=\frac{4f}{l^2}(l-2x)$$

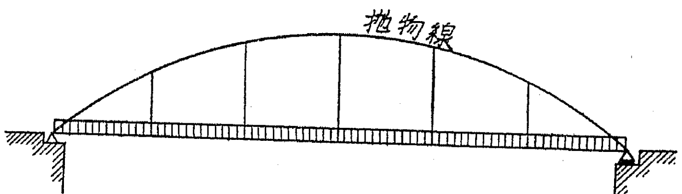
$$V=H\tan\varphi=\frac{wl^2}{8f}\tan\varphi=\frac{wl^2}{8f}\frac{4f}{l^2}(l-2x)=w\left(\frac{l}{2}-x\right)$$

$$=\text{斷面 } I-I \text{ の垂直剪力}\cdots\cdots\cdots\cdots(136)$$

$$\text{上弦材の應力}=H\sec\varphi=\sqrt{H^2+V^2}\cdots\cdots\cdots\cdots(137)$$

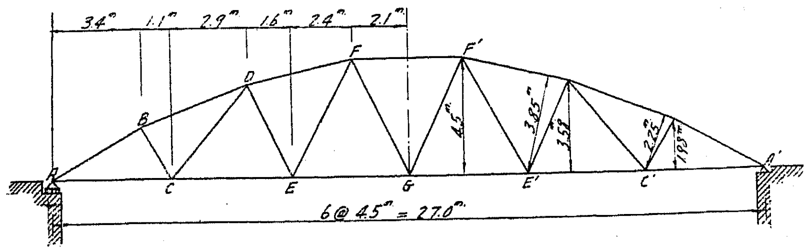
を得る，乃ち (136) 式に依つて弦材の垂直分力は其の垂直斷面の垂直剪力に等しく第 366 圖の如く對角材を要せないと云ふ結果になる，實際に於ては集中荷重及部分的荷重に依つて對角材を省略する事は到底不可能であるが此の事實により死荷重のみの場合には對角材の應力は零とならない迄も非常に小なる事を推知し得る，故に修繕工事等に於て若し橋上の交通を遮斷したる時は必要に應じて對角材を切斷し或は便宜上除去しても大なる支障を來さない事を證し得るのである。

第　3　6　6　圖



例題．ボーストリング構の應力計算實例．

第　3　6　7　圖



格點死荷重 $W_u=2.5\ T$ 及 $W_b=3.6\ T$　　格點活荷重 $P=15.0\ T$

(1) 解析法に依る．

(イ) 死荷重應力．

$$R_a=2\frac{1}{2}W_b+3W_u=2.5\times3.6+3\times2.5=16.5\ T$$

下弦材 $+\overline{AC}=R_a\times\frac{3.4}{1.98}=16.5\times\frac{3.4}{1.98}=28.33\ T$

$$+\overline{CE}=\frac{1}{3.58}(R_a\times7.4-W_u\times4.0-W_b\times2.9)$$

$$=\frac{1}{3.58}(16.5\times7.4-2.5\times4.0-3.6\times2.9)=28.40\ T$$

$$+\overline{EG}=\frac{1}{4.5}[R_a\times11.4-W_u(8.0+4.0)-W_b(6.9+2.4)]$$

$$=\frac{1}{4.5}(16.5\times11.4-2.5\times12.0-3.6\times9.3)=27.69\ T$$

上弦材 $-\overline{AB}=R_a\times\frac{\sqrt{1.98^2+3.4^2}}{1.98}=16.5\times\frac{3.98}{1.98}=32.75\ T$

$$-\overline{BD}=\frac{1}{2.25}(R_a\times4.5-W_u\times1.1)$$

$$=\frac{1}{2.25}(16.5\times4.5-2.5\times1.1)=31.75\ T$$

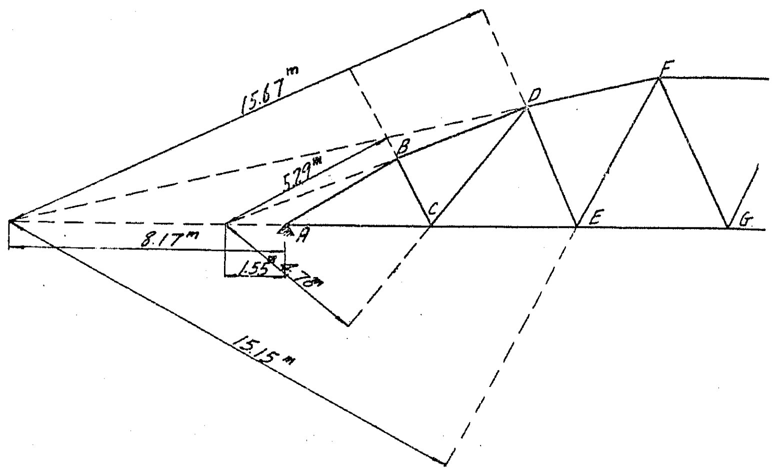
$$-\overline{DF}=\frac{1}{3.85}[R_a\times9.0-W_u(5.6+1.6)-W_b\times4.5]$$

$$=\frac{1}{3.85}(16.5\times9.0-2.5\times7.2-3.6\times4.5)=29.70\ T$$

$$-\overline{FF'}=\frac{1}{4.5}[3R_a\times4.5-W_u(10.1+6.1+2.1)-W_b(9.0+4.5)]$$

$$=\frac{1}{4.5}(16.5\times13.5-2.5\times18.3-3.6\times13.5)=28.53\,T$$

第 3 6 8 圖



腹 材 $+\overline{BC}=\frac{1}{5.29}[R_a\times1.55-W_u(3.4+1.55)]$

$$=\frac{1}{5.29}(16.5\times1.55-2.5\times4.95)=2.50\,T$$

$$-\overline{CD}=\frac{1}{4.70}[R_a\times1.55-W_u(3.4+1.55)-W_b(1.55+4.5)]$$

$$=\frac{1}{4.70}(16.5\times1.55-2.5\times4.95-3.6\times6.05)=-1.83\,T$$

$$+\overline{DE}=\frac{1}{15.67}[R_a\times8.17-W_u(11.57+15.57)-W_b\times12.67]$$

$$=\frac{1}{15.67}(16.5\times8.17-2.5\times27.14-3.6\times12.67)=1.36\,T$$

$$-\overline{EF}=\frac{1}{15.15}[R_a\times8.17-W_u(11.57+15.57)-W_b(12.67+17.17)]$$

$$=\frac{1}{15.15}[16.5\times8.17-2.5\times27.14-3.6\times29.84)=-2.70\,T$$

$$-\overline{FG}=(R_a-3W_u-2W_b)\times\frac{\sqrt{4.5^2+2.1^2}}{4.5}$$

$$=\frac{1}{2}W_b\times1.103=\frac{1}{2}\times3.6\times1.103=1.97\,T$$

(ロ) 活荷重應力.

全格點に荷重して $R_a=2\frac{1}{2}\times P=2.5\times15.0=37.5\,T$

弦材 max.……$+\overline{AC}=37.5\times\frac{3.4}{1.98}=64.40\,T$

max.……$+\overline{CE}=(R_a\times7.4-P\times2.9)\frac{1}{3.58}$

$$=(37.5\times7.4-15.0\times2.9)\frac{1}{3.58}=65.40\,T$$

max.……$+\overline{EG}=[R_a\times11.4-P\times(6.9+2.4)]\frac{1}{4.5}$

$$=(37.5\times11.4-15.0\times9.3)\frac{1}{4.5}=64.00\,T$$

max.……$-\overline{AB}=R_a\times\frac{3.93}{1.98}$

$$=37.5\times\frac{3.93}{1.98}=74.43\,T$$

max.……$-\overline{BD}=\frac{1}{2.25}(R_a\times4.5)$

$$=\frac{37.5\times4.5}{2.25}=75.00\,T$$

max.……$-\overline{DF}=\frac{1}{3.85}(R_a\times9.0-P\times4.5)$

$$=\frac{1}{3.85}(37.5\times9.0-15.0\times4.5)=70.13\,T$$

max.……$-\overline{FF'}=\frac{1}{4.5}[R_a\times13.5-P\times(9.0+4.5)]$

$$=\frac{1}{4.5}(37.5\times13.5-15.0\times13.5)=67.50\,T$$

腹材 max.……$+\overline{BC}=\frac{1}{5.29}(R_a\times1.55)=\frac{37.5\times1.55}{5.29}=10.98\,T$

$E.\ G.\ E.'\ G'$ 格點及 C 格點に荷重して

$$D\begin{cases}\text{max.……}-\overline{CD}=\frac{P\times(4+3+2+1)}{6}\times\frac{1.55}{4.70}\\ \quad=\frac{15.0\times10}{6}\times\frac{1.55}{4.70}=8.25\,T\\ \text{min.……}+\overline{CD}=\frac{P\times1}{6}\times\frac{1.55+27.0}{4.70}=\frac{15.0\times28.54}{6\times4.70}=15.18T\end{cases}$$

$$DE\begin{cases}\text{max.}\cdots\cdots+\overline{DE}=\dfrac{P\times(4\cdots+1)}{6}\times\dfrac{8.17}{15.67}\\[2mm] \qquad=\dfrac{15.0\times10}{6}\times\dfrac{8.17}{15.67}=13.06\ T\\[2mm] \text{min.}\cdots\cdots-\overline{DE}=\dfrac{P\times1}{6}\times\dfrac{8.17+27.0}{15.67}=\dfrac{15.0}{6}\times\dfrac{35.17}{15.67}=5.62\ T\end{cases}$$

$G.\ E.'\ C'$ 格點及 $C.E$ 格點に荷重して

$$EF\begin{cases}\text{max.}\cdots\cdots-\overline{EF}=\dfrac{P\times(3+2+1)}{6}\times\dfrac{8.17}{15.15}\\[2mm] \qquad=\dfrac{15.0\times6}{6}\times\dfrac{8.17}{15.15}=8.09\ T\\[2mm] \text{min.}\cdots\cdots+\overline{EF}=\dfrac{P\times(2+1)}{6}\times\dfrac{8.17+27.0}{15.15}\\[2mm] \qquad=\dfrac{10.0\times3}{6}\times\dfrac{35.17}{15.15}=17.42\ T\end{cases}$$

$$FG\begin{cases}\text{max.}\cdots\cdots+\overline{FG}=\dfrac{P\times(3+2+1)}{6}\times1.103=15.0\times1.103=16.54\ T\\[2mm] \text{min.}\cdots\cdots-\overline{FG}=\dfrac{P\times(2+1)}{6}\times1.103=\dfrac{15.0}{2}\times1.103=8.27\ T\end{cases}$$

第　2　7　表　其1

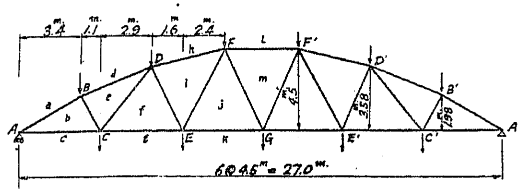
部　材	名　稱	死荷重應力 瓲	活荷重應力 瓲		合成應力 瓲	
			最　大	最　小	最　大	最　小
弦　材	AC	+28.33	+64.40	0	+ 92.73	+28.33
〃	CE	+28.40	+65.40	0	+ 93.80	+28.40
〃	EG	+27.69	+64.00	0	+ 91.69	+27.69
〃	AB	−32.75	−74.43	0	−107.18	−32.75
〃	BD	−31.75	−75.00	0	−106.75	−31.75
〃	DF	−29.70	−70.13	0	− 99.83	−29.70
〃	FF'	−28.53	−67.50	0	− 96.03	−28.53
腹　材	BC	+ 2.50	+10.98	0	+ 13.48	+ 2.50
〃	CD	+ 1.83	− 8.25	+15.19	− 6.42	+17.02
〃	DE	+ 1.36	+13.06	− 5.62	+ 14.42	− 4.26
〃	EF	+ 2.70	− 8.09	+17.42	− 5.39	+20.12
〃	FG	+ 1.97	+16.54	− 8.27	+ 18.51	− 6.30

以上は解析法に依つて其の應力を算出したる結果で直弦構の場合に比較

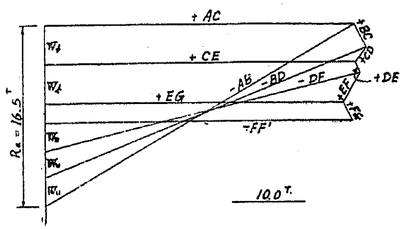
して相當手數を要する。

(2)　圖式法に依る.

第　3　6　9　圖

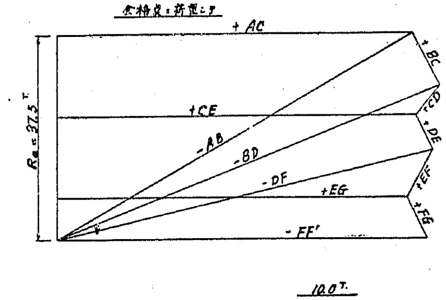


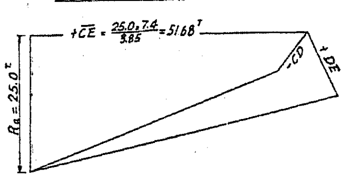
死荷重応力

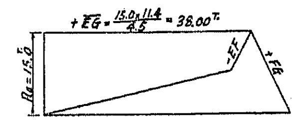


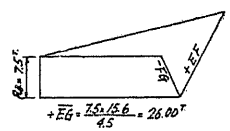
名稱	死荷重応力	活荷重応力		合成応力	
		最大	最小	最大	最小
AC	+28.3T	+64.8T	0T	+93.1T	+28.3T
CE	+28.4	+65.7	0	+94.1	+28.4
EG	+27.6	+64.0	0	+91.6	+27.6
AB	-32.8	-74.6	0	-107.4	-32.8
BD	-31.8	-75.4	0	-107.2	-31.8
DF	-29.6	-70.6	0	-100.2	-29.6
FF'	-28.4	-67.6	0	-96.0	-28.4
BC	+2.5	+10.9	0	+13.4	+2.5
CD	+1.8	-8.3	+15.1	-6.5	+18.9
DE	+1.2	+13.0	-5.6	+14.2	-4.4
EF	+3.0	-8.0	+17.5	-5.0	+20.5
FG	+1.9	+16.5	-8.3	+18.4	-6.4

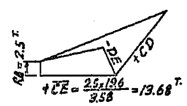
活荷重応力











以上の應力表に依れば腹材は BC を除きたる外は凡て交番應力の作用を受ける。

第 2 7 表 其 2

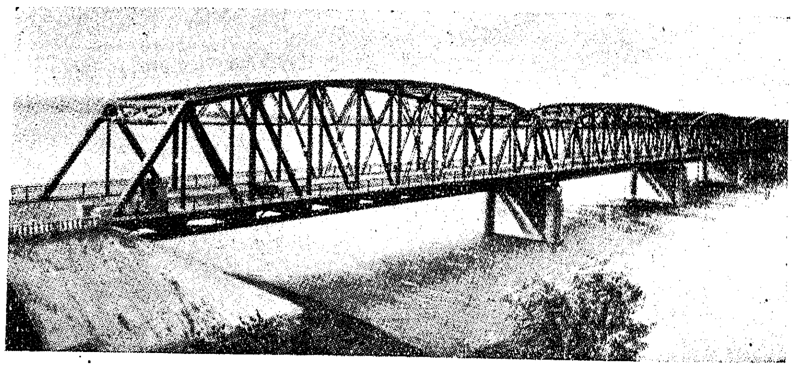
部材		合成應力 噸	加算應力 噸	設計 應力 噸	設計 部材
CD		-6.42	$6.42\times\frac{1}{2}$	-9.63	抗壓材
		$+17.02$	$=3.21$	$+20.24$	抗張材
DE		$+14.42$	$4.26\times\frac{1}{2}$	$+16.55$	抗張材
		-4.42	$=2.13$	-6.39	抗壓材
EF		-5.39	$5.39\times\frac{1}{2}$	-8.09	抗壓材
		$+20.12$	$=2.70$	$+22.82$	抗張材
FG		$+18.51$	$6.30\times\frac{1}{2}$	$+21.66$	抗張材
		-6.30	$=3.15$	-9.45	抗壓材

(b) **シユエドラー トラス** Schwedler truss.

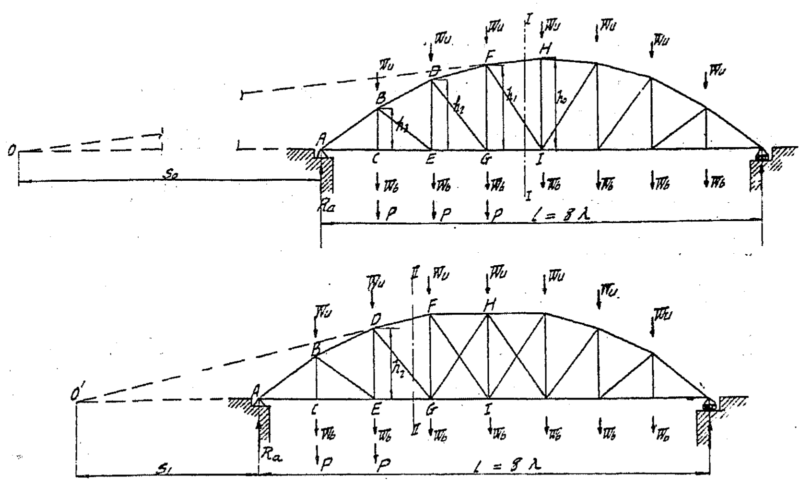
獨逸の**シユエドラー**氏の考案したる構である，**ポーストリング構**は凡ての對角材に對材を必要とするが元來對材を用ひる事は構造上困難なる事が多い，故に此の不利益を除く爲**シユエドラー構**に於ては凡ての對角材が張力のみを受ける樣にする。

第 3 7 0 圖

シユエドラー構の實例



第 3 7 1 圖



第371圖甲に於て構の中央の高を h_0 分格長を λ とし

$$\text{死荷重}\cdots\begin{cases}\text{上格點荷重}=W_u\\ \text{下格點荷重}=W_b\end{cases}\quad W=W_u+W_b$$

活荷重……格點荷重 P

とする，今 h_0 に隣る構格に於て FI に壓力を生ずる場合は斷面 $I-I$ の左側に荷重したる時であつて第371圖甲は最大壓力を生ずる載荷狀態である，而して斯る場合に於ても尙壓力を生ぜない爲には FH 及 GI との交點 O を原點とせる斷面 $I-I$ の左側にある全外力の力率の合計が零でなくてはならない，

$$R_a=3\frac{1}{2}W+\frac{P}{8}(7+6+5)$$

$$\Sigma M_0=-R_a s_0+(W+P)(3s_0+6\lambda)$$

$$=-3\frac{1}{2}Ws_0-\frac{18}{8}Ps_0+(W+P)(3s_0+6\lambda)=0$$

$$s_0=\frac{6(W+P)}{\frac{1}{2}W-\frac{3}{4}P}\lambda \cdots\cdots\cdots\cdots(138a)$$

$$(s_0+3\lambda):h_1=(s_0+4\lambda):h_0$$

$$h_1=\frac{s_0+3\lambda}{s_0+4\lambda}h_0 \cdots\cdots\cdots\cdots(139_a)$$

故に最初 h_0 及 λ が與へられるを以て高さ h_1 は (138_a) 式及 (139_a) 式に依つて決定される譯である，然し玆に注意すべき事は (138_a) 式中に於て分母の値は死荷重及活荷重に關係して正にもなり負にもなるのである，正になれば問題でないが負となる事は s_0 の値が構の中にある事を意味するを以て構の形を定める事不可能である，斯る場合には第 371 圖乙に示すが如く其の構格に於ける上下弦材を平行として對材を用ひるの外ないのである。

同樣にして高 h_2 及 h_3 を定める事が出來る，例へば h_2 を定めるには第 371 圖乙に示すが如く載荷する，然る時は

$$R_a=3\frac{1}{2}W+\frac{13}{8}P$$

$$\Sigma M_{0'}=-R_a s_1+(W+P)(2s_1+3\lambda)=0$$

$$s_1=\frac{3(W+P)}{\frac{3}{2}W-\frac{3}{8}P}\lambda \cdots\cdots\cdots\cdots(138b)$$

$$h_2=\frac{s_1+2\lambda}{s_1+3\lambda}h_1 \cdots\cdots\cdots\cdots(139b)$$

となる。

以上の如き計算に依つて順次格點の高を決定すれば對角材に壓力を生ぜしめない上格點の極限高が解る，實際に於ては計算の結果より多少高くし緩なる曲線を用ひる。

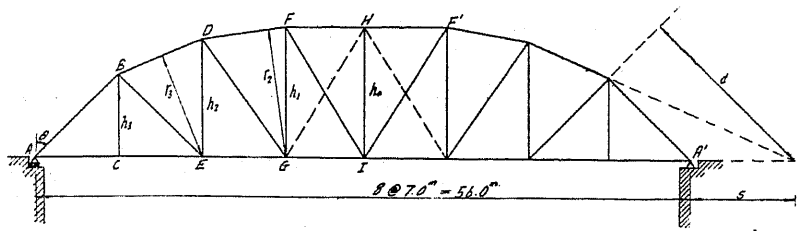
例題. シユヱドラー構の應力計算實例.

徑間長……8 @ 7.0 m=56.0 m.

格點荷重… $\begin{cases} W_u=3.0\,T & P=10.0\,T \\ W_b=4.5\,T & W=W_u+W_b=7.5\,T \end{cases}$

中央部の構高…h_0=11.0 m.

第 3 7 2 圖



G. E. 及 C 格點に P を荷重して

$$R_a=3\frac{1}{2}W+\frac{P}{8}(7+6+5)=3\frac{1}{2}W+\frac{9}{4}P$$

$$-R_a\times s_0+(W+P)(3s_0+6\lambda)=0$$

$$s_0=\frac{6(W+P)\lambda}{\frac{1}{2}W-\frac{3}{4}P}=\frac{6(7.5+10.0)}{\frac{1}{2}\times 7.5-\frac{3}{4}\times 10.0}\times 7.0<0$$

故に FG は HI と同高となし對材を設ける事とする，$EG=h_1=11.0$ m.

次に E 及 C 格點に P を荷重して

$$R_a=3\frac{1}{2}W+\frac{P}{8}(7+6)$$

$$-R_a s_1+(W+P)(2s_1+3\lambda)=0$$

$$s_1=\frac{(W+P)\lambda}{\frac{1}{2}W-\frac{1}{8}P}=\frac{8\times(7.5+10.0)}{4\times 7.5-10.0}\times 7.0=49.0$$

$$h_2=\frac{s_1+2\lambda}{s_1+3\lambda}h_1=\frac{49.0+14.0}{49.0+21.0}\times 11.0=9.9$$

更に C 格點のみに P を荷重して

$$R_a=3\frac{1}{2}W+\frac{P}{8}\times 7$$

$$-R_a\times s_2+(W+P)(s_2+\lambda)=0$$

$$s_2=\frac{(W+P)\lambda}{\frac{5}{2}W-\frac{1}{8}P}=\frac{8\times(7.5+10.0)\times 7.0}{20\times 7.5-10.0}=\frac{98}{14}=7.0$$

$$h_3=\frac{s_2+\lambda}{s_2+2\lambda}h_1=\frac{7.0+7.0}{7.0+14.0}\times 9.9=6.6$$

故に $DE=h_2=10.0$ m. $BC=h_3=7.0$ m とする.

（イ） 死荷重應力.

$$R_a=3\frac{1}{2}W=26.25\ T$$

下弦材 $+\overline{AC}=+\overline{CE}=R_a\times\frac{7.0}{7.0}=26.25\ T$

$$+\overline{EG}=(R_a\times2\lambda-W\times\lambda)\frac{1}{h_2}=(26.25\times2-7.5)\times\frac{7.0}{10.0}=31.0\ T$$

$$+\overline{GI}=[R_a\times3\lambda-W(\lambda+2\lambda)]\frac{1}{h_1}=(26.25\times3-7.5\times3)\times\frac{7.0}{11.0}=35.80\ T$$

上弦材 $-\overline{AB}=R_a\times\sec\theta=26.25\times1.414=37.12\ T$

$$-\overline{BD}=(R_a\times2\lambda-W\times\lambda)\frac{1}{r_3}=(2\times26.25-7.5)\times\frac{7.0}{9.19}=34.28\ T$$

$$-\overline{DF}=[R_a\times3\lambda-W(\lambda+2\lambda)]\frac{1}{r_2}=(3\times26.25-3\times7.5)\times\frac{7.0}{10.89}=36.17\ T$$

$$-\overline{FH}=[R_a\times4-W(1+2+3)]\frac{\lambda}{h_1}=(4\times26.25-6\times7.5)\times\frac{7.0}{11.0}=38.18\ T$$

腹　材 $+\overline{BE}=[R_a\times s_2-W(s_2+\lambda)]\frac{1}{d_2}$

$$=[26.25\times9.33-7.5(9.33+7.0)]\frac{1}{16.5}=7.42\ T$$

$$+\overline{DG}=[R_a\times s_1-W(2s_1+3\lambda)]\frac{1}{d_1}$$

$$=[26.25\times56.0-7.5(2\times56.0+3\times7.0)]\frac{1}{63.09}=7.49\ T$$

$$+\overline{FI}=(R_a-3W)\frac{\sqrt{h_1^2+\lambda^2}}{h_1}=(26.25-3\times7.5)\times1.185=4.44\ T$$

$$+\overline{BC}=W_b=4.5T$$

$$-\overline{DE}=[R_as_2-W(s_2+\lambda)-W_b(s_2+2\lambda)]\frac{1}{s_2+2\lambda}$$

$$=[26.25\times9.33-7.5(9.33+7.0)-4.5(9.33+14.0)]\frac{1}{9.33+14.0}=0.75\ T$$

$$-\overline{GF}=[R_as_1-W(2s_1+3\lambda)-W_b(s_1+3\lambda)]\frac{1}{s_1+3\lambda}$$

$$=[26.25\times56.0-7.5(2\times56.0+3\times7.0)-4.5(56.0+3\times7.0)]\frac{1}{56.0+3\times7.0}=1.64\ T$$

$$-\overline{HI}=W_u=3.0\ T$$

（ロ） 活荷重應力.

全格點に荷重して　$R_a=3\frac{1}{2}P=35.0\ T$

弦　材 max.……$+\overline{AC}=R_a\times\frac{7.0}{7.0}=35.0\ T$

max.……$+\overline{CE}=35.0\ T$

max.……$+\overline{EG}=(35.0\times2-10.0)\frac{7.0}{10.0}=42.0\ T$

max.……$+\overline{GI}=(35.0\times3-10.0\times3)\frac{7.0}{10.0}=47.73\ T$

max.……$-\overline{AB}=35.0\times1.414=49.49\ T$

max.……$-\overline{BD}=(2\times35.0-10.0)\frac{7.0}{9.19}=45.70\ T$

max.……$-\overline{DF}=(3\times35.0-3\times10.0)\frac{7.0}{10.89}=48.21\ T$

max.……$-\overline{FH}=(4\times35.0-6\times10.0)\frac{7.0}{11.0}=50.91\ T$

腹　材

$$BE\begin{cases}\text{max.……}+\overline{BE}=R_a\times\frac{s_2}{d_2}=\frac{10.0\times(6+5+\cdots+1)}{8}\times\frac{9.33}{16.5}=14.84\ T\\ \text{min.……}-\overline{BE}=R_b\times\frac{l+s_2}{d_2}=\frac{10.0\times1}{8}\times\frac{56.0+9.33}{16.5}=4.95\ T\end{cases}$$

$$DG\begin{cases}\text{max.……}+\overline{DG}=R_a\times\frac{s_1}{d_1}=\frac{10.0\times(5+4+\cdots+1)}{8}\times\frac{56.0}{63.09}=16.64\ T\\ \text{min.……}-\overline{DG}=R_b\times\frac{s_1+l}{d_1}=\frac{10.0\times(1+2)}{8}\times\frac{56.0+56.0}{63.09}=6.66\ T\end{cases}$$

$$FI\begin{cases}\text{max.}\cdots\cdots+\overline{FI}=R_a\times\dfrac{\sqrt{h_1^2+\lambda^2}}{h_1}=\dfrac{10.0\times(4+\cdots+1)}{8}\times1.185\\ \qquad\qquad=14.81\ T\\ \text{min.}\cdots\cdots-\overline{FI}=R_b\times\dfrac{\sqrt{h_1^2+\lambda^2}}{h_1}=\dfrac{10.0\times(1+2+3)}{8}\times1.185\\ \qquad\qquad=8.89\ T\end{cases}$$

$$DE\begin{cases}\text{max.}\cdots\cdots-\overline{DE}=R_a\times\dfrac{s_2}{s_2+2\lambda}=\dfrac{10.0\times(5+4+\cdots+1)}{8}\\ \qquad\qquad\times\dfrac{9.33}{9.33+14.0}=75.00\ T\\ \text{min.}\cdots\cdots+\overline{DE}=R_b\times\dfrac{s_2+l}{s_2+2\lambda}=\dfrac{10.0\times(1+2)}{8}\\ \qquad\qquad\times\dfrac{9.33+56.0}{9.33+14.0}=10.50\ T\end{cases}$$

$$FG\begin{cases}\text{max.}\cdots\cdots-\overline{FG}=R_a\times\dfrac{s_1}{s_1+3\lambda}=\dfrac{10.0\times(4+3+2+1)}{8}\\ \qquad\qquad\times\dfrac{56.0}{56.0+3\times14.0}=7.14\ T\\ \text{min.}\cdots\cdots+\overline{FG}=R_b\times\dfrac{s_1+l}{s_1+3\lambda}=\dfrac{10.0\times(3+2+1)}{8}\\ \qquad\qquad\times\dfrac{56.0+56.0}{56.0+3\times14.0}=8.57\ T\end{cases}$$

BC　max.……$+\overline{BC}=P=10.0\ T$

(ハ)　合成應力.

第　2　8　表　其1

部材	名稱	死荷重應力 瓲	活荷重應力 瓲 最大	活荷重應力 瓲 最小	合成應力 瓲 最大	合成應力 瓲 最小	設計 應力 瓲	設計 部材
弦材	AC	+26.25	+35.00	0	+61.25	+26.25	+61.25	抗張材
〃	CE	+26.25	+35.00	0	+61.25	+26.25	+61.25	〃
〃	EG	+31.00	+42.00	0	+73.00	+31.00	+73.00	〃
〃	GI	+35.80	+47.73	0	+83.53	+35.80	+83.53	〃
〃	AB	−37.12	−49.49	0	−86.61	−37.12	−86.61	抗壓材
〃	BD	−34.28	−45.70	0	−79.98	−34.28	−79.98	〃
〃	DF	−36.17	−48.21	0	−84.38	−36.17	−84.38	〃
〃	FH	−38.18	−50.91	0	−89.09	−38.18	−89.09	〃

腹材	BE	+ 7.42	+14.84	− 4.95	+22.26	+ 2.47	+22.26	抗張材
〃	DE	− 0.75	−75.00	+10.50	−75.75	+ 9.75		
〃	DG	+ 7.49	+16.64	− 6.66	+24.13	+ 0.83	+24.13	抗張材
〃	FG	− 1.64	− 7.14	+ 8.57	− 8.78	+ 6.93		
〃	FI	+ 4.44	+14.81	− 8.89	+19.25	− 4.45		
腰吊材	BC	− 4.50	+10.00		+14.50	+ 4.50	+14.50	抗張材
腹材	HI	− 3.00	0	0	− 3.00	− 3.00		

對材 HG が作用する場合には HI 及 FG の應力は變化する，乃ち

死荷重應力.

$$\overline{DF}\sin\theta-W_u-\overline{FG}=0$$

$$+\overline{FG}=\overline{DF}\sin\theta-W_u=36.17\times\frac{1}{\sqrt{7^2+1^2}}-3.0=5.12-3.0=2.12\ T$$

$$-\overline{GH}=(R_a-3W)\times1.185=(26.25-3\times7.5)\times1.185=4.44\ T$$

$$+\overline{HI}=(R_a-3W-W_u)=26.25-3\times7.5-3.0=0.75\ T$$

活荷重應力（$C.E.$ 及 G 格點に荷重す）.

$$\overline{DF}\sin\theta-\overline{FG}=0$$

$$-\overline{DF}=\frac{P\times(1+2+3)}{8}\times\frac{5\lambda}{r_2}=\frac{10.0\times6}{8}\times\frac{5\times7.0}{10.89}=26.27\ T$$

$$+\overline{FG}=26.27\times\frac{1}{\sqrt{7^2+1^2}}=3.72\ T$$

$$+\overline{GH}=\frac{P(1+2+3)}{8}\times1.185=8.89\ T$$

$$-\overline{HI}=\frac{P(1+2+3)}{8}=7.50\ T$$

合成應力.

$$+\overline{FG}=2.12+3.72=5.84\ T$$

$$+\overline{GH}=8.89-4.44=4.45\ T$$

$$-\overline{HI}=7.50-0.75=6.75\ T$$

故に腹材の交番應力を受ける部材を設計する際には次の數字を使用する

第 2 8 表 其2

部材	合成應力 瓲	加算應力 瓲	設計 應力 瓲	設計 部材
DE	-75.75	$9.75\times\frac{1}{2}$	-80.63	抗壓材
	$+9.75$	$=4.88$	$+14.63$	抗張材
FG	-8.78	$5.84\times\frac{1}{2}$	-11.70	抗壓材
	$+5.84$	$=2.92$	$+8.76$	抗張材
FI	$+19.25$		$+19.25$	抗張材
HI	-6.75		-6.75	抗壓材

又對材 GH の設計には次の數字を使用する。

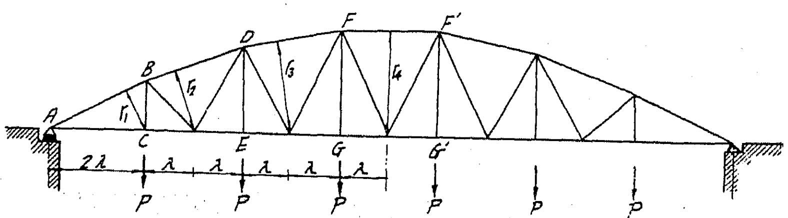
第 2 8 表 其3

部材	死荷重應力 瓲	活荷重應力 瓲	有効死荷重應力 瓲	設計 應力 瓲	設計 部材
GH	-4.44	$+8.89$	$-4.44\times\frac{2}{3}=-2.96$	$+5.93$	抗張材

(c) **ポオリー トラス** Pauli truss 及**レンテキユラー トラス** Lenticular truss.

一般に弦材の應力は直弦構に於ては構端より中央に進むに伴れて増加し**ボーストリング構**に於ては中央より端に進むに伴れて増加するものである，**ポオリー構**は上弦材の最大應力が全部材を通じて等しい値を有する様に型を定めたものである。

第 3 7 3 圖



上弦材の應力は荷重滿載する場合に最大となるを以て第373圖に於て格點荷重を P とし上弦材の最大應力を $S=nP$ とすれば

$$R_a=3P$$

$$-\overline{AB}=\frac{2R_a\lambda}{r_1}=\frac{6P\lambda}{r_1}=S$$

$$-\overline{BD}=\frac{3R_a\lambda-P\lambda}{r_2}=\frac{8P\lambda}{r_2}=S$$

$$-\overline{DF}=\frac{5R_a\lambda-4P\lambda}{r_3}=\frac{11P\lambda}{r_3}=S$$

$$-\overline{FF'}=\frac{7R_a\lambda-9P\lambda}{r_4}=\frac{12P\lambda}{r_4}=S$$

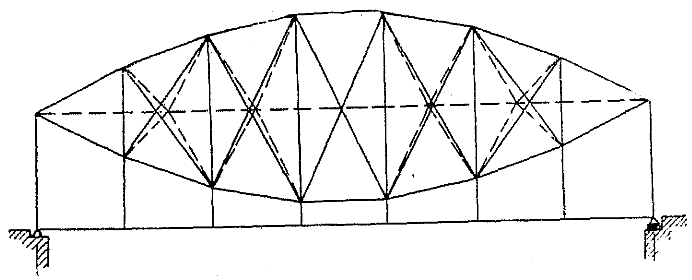
$$S=\frac{6P\lambda}{r_1}=\frac{8P\lambda}{r_2}=\frac{11P\lambda}{r_3}=\frac{12P\lambda}{r_4}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(140a)$$

$$r_1=\frac{6\lambda}{n},\quad r_2=\frac{8\lambda}{n},\quad r_3=\frac{11\lambda}{n},\quad r_4=\frac{12\lambda}{n}\quad\cdots(140b)$$

如斯にして構の型が決定せられる。

次に若し全く同一の二**ポオリー構**を取り第374圖の如く其の一方を逆にして直線の弦材を一致せしめ且 $2nP$ なる格點荷重を作用せしめる時は其の水平弦材には同量にして方向反對なる應力を生じ其の合成應力は零なるを以て其の弦材を省き得る結果となる，然し其の對角材は第374圖に示すが如く多少其の交點を移動するにあらざれば一直線とならず，若し一直線となす時は多少假定と異つた應力を生ずるけれども其の量甚だ小にして之を零と假定しても差支ない程度のものである，斯る構を**レンテキユラー構**と稱す。

第 3 7 4 圖 其1



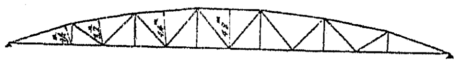
例題. ポオリー構及レンテキユラー構の應力計算實例.

Pauli Truss

span length 56.0m = 14 × 4.0m

W_u = 4.0T W_d = 7.0T P = 15.0T

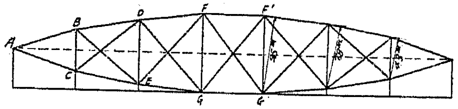
chord stress = 10(W_u + W_d + P) = 10 × 2.60 = 26.0T



Lenticular Truss

span length 56.0m = 14 × 4.0m

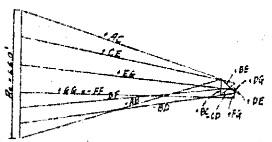
W_u = 8.0T W_d = 14.0T P = 30.0T



Diagonals BE & DG supposed to be acting

Dead load stress

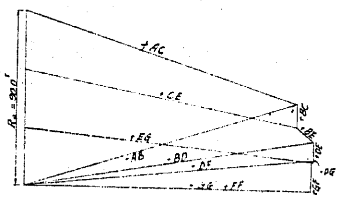
R_a = 3 × 22 = 66.0T



Mem.	L.L. Str.	D.L. Str.
AC	+111.0T	+151.5T
CE	+108.0	+147.5
EG	+115.0	+154.0
GG'	+113.5	+153.0
AB	-111.0	-151.5
BD	-116.0	-155.5
DF	-114.0	-153.0
FF'	-113.5	-153.0
BE	-10.5	+34.0
DG	+1.0	+32.0
FG'	0	+39.5
BC	0	-13.0
DE	+2.0	-20.0
FG	+4.5	-19.5
Counter Stress		
DC	-10.0	+25.0
BC	+8.0	+6.0
EF	0	+32.0
DE	-1.5	+4.5
AF	0	+39.5
FC	0	+3.0

Live load stress

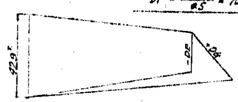
Full load R_a = 30 × 3 = 90.0T



Loads at G G' & C

shear R_a = $\frac{30}{7}$(1+ … 14) = 42.9T

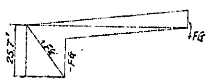
-DF = $\frac{42.9 \times 24}{9.5}$ = 108.4T



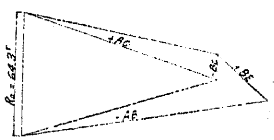
Loads G' & C

shear = R_a = $\frac{30}{7}$(1+2+3) = 25.7T

-FF' = (25.7 × 32)$\frac{1}{9.6}$ = 85.7T



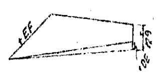
Loads at E G & C R_a = $\frac{30}{7}$(5 … +1) = 64.3T



Loads at C & E

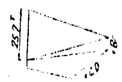
R_a = $\frac{30 \times (1+2)}{7}$ = 12.9T

-DF = (12.9 × 40)$\frac{1}{7.9}$ = 66.2T



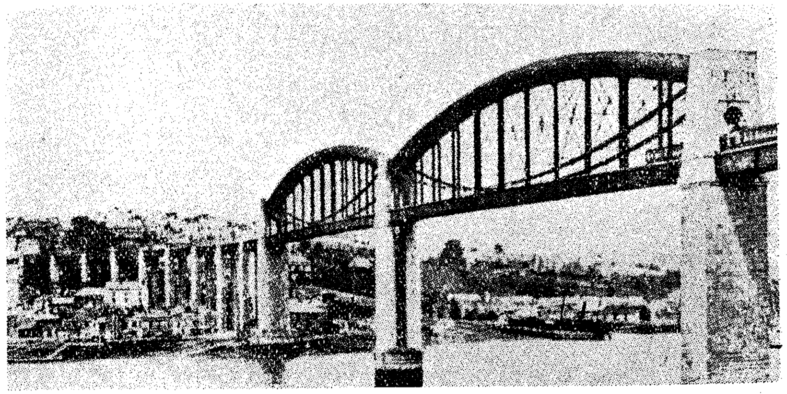
Load at C

R_a = $\frac{30 \times 6}{7}$ = 25.7T



第 3 7 4 圖 其 2

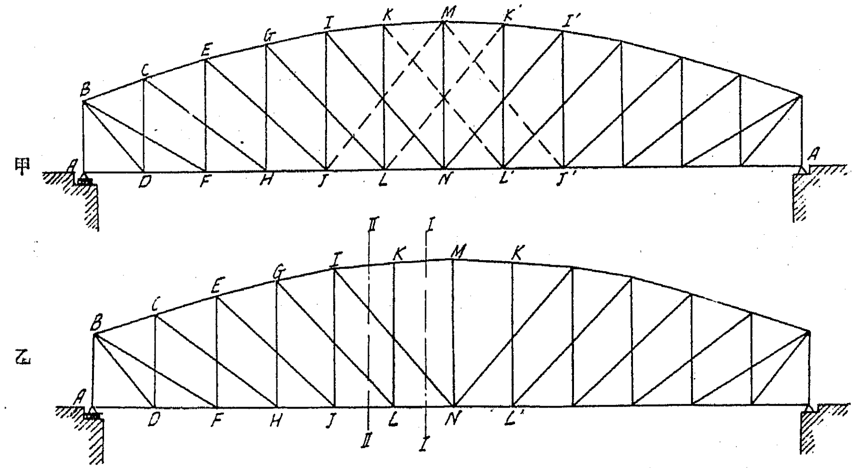
レ ン テ キ ユ ラ ー 構 の 實 例



(d) **ホイツプル型パアシヤル トラス** Partial truss with double intersections.

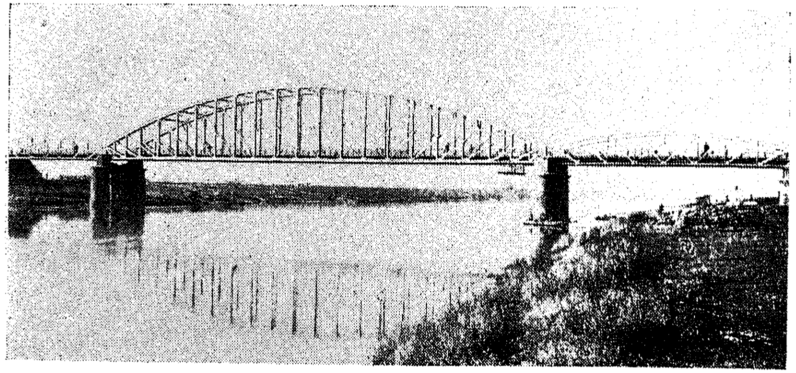
此の構は直弦**ホイツプル構**の如く二つ**プラツト構**の組合せとする事が出來ない，從つて靜力學平衡公式のみにて部材應力を決定する事は不可能であるけれども之を近似的に次の如く假定するのである。

第 3 7 5 圖



第　3　7　5　圖 其2

ホ イ ツ プ ル 曲 弦 構 ノ 實 例



死荷重應力及弦材活荷重最大應力は荷重が中央より左右對照に分布せられる故に中央に於て其の垂直剪力は零である，且第375圖甲の點線にて示されたる部材 MJ. MJ' KL' 及 KL を省略し同圖乙の如く假定する，然る時は斷面 $I-I$ を考慮して KM. IN 及 LN 三部材の應力を決定する事が出來る，引續き斷面 $II-II$ に於て IN が既知なるを以て他の IK. GL 及 JL 三部材の應力を求める事が出來る，同樣にして漸次端に及ぶ。

對角材に對する活荷重の最大及最小應力は活荷重が徑間の一部分に作用する時なるを以て先づ活荷重の位置を定め其の荷重狀態に對して剪力零なる點を求め前同樣にて之を求める，垂直材に對しては格點の平衡に依つて其の應力を求める，此の型の構は歐米に相當實例がある。

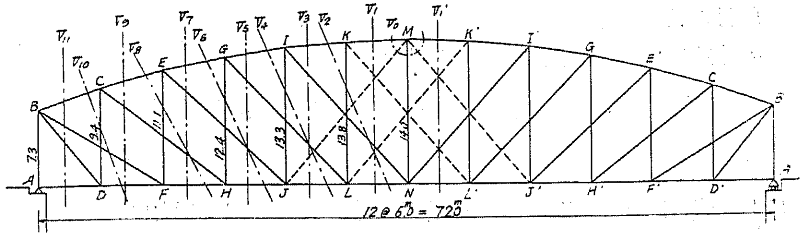
例題. ホイツプル曲弦構の應力計算實例.

W_u=7,000 kg.　W_b=11,000 kg.　P=25,000kg.

（イ） 死荷重應力.

$$R_a=(7.0+11.0)\times 5\frac{1}{2}=99.0\ T$$

第　3　7　7　圖



$V_0=7.0\ T$　$V_1=99.0-18.0\times5=9.0\ T$

$V_2=99.0-18.0\times4-11.0=16.0\ T$　$V_3=99.0-18.0\times4=27.0\ T$

$V_4=99.0-18.0\times3-11.0=34.0\ T$　$V_5=99.0-18.0\times3=45.0\ T$

$V_6=99.0-18.0\times2-11.0=52.0\ T$　$V_7=99.0-18.0\times2=63.0\ T$

$V_8=99.0-18.0-11.0=70.0\ T$　$V_9=99.0-18.0=81.0\ T$

$V_{10}=99.0-11.0=88.0\ T$　$V_{11}=99.0\ T$

V_1 斷面に於て點線の部材は應力を受けないものと假定し

$\Sigma M_n=0$ に依つて

$$-\overline{KM}=[99.0\times6-18.0\times(5+\cdots+1)]\times\frac{6.0}{13.99}=139.0\ T$$

となる，故に V_1 斷面にて切斷される他の二部材の應力を決定し得る，引續き $V_2\cdots V_{11}$ 斷面を考慮する事に依り全部材の應力を決定し得る（圖式解法甲參照）。

（ロ） 活荷重應力.

弦材の最大應力は荷重滿載の場合なるを以て死荷重應力の場合と同樣にして次の數字に依り之を決定し得る（圖式解法乙參照）。

$$R_a=25.0\times5\frac{1}{2}=137.5\ T$$

$V_0=0$　$V_1=V_2=137.5-25.0\times5=12.5\ T$

$V_3=V_4=137.5-25.0\times4=37.5\ T$　$V_5=V_6=62.5\ T$

$V_7=V_8=87.5\ T$　$V_9=V_{10}=112.5\ T$　$W_{11}=137.5\ T$

$$-\overline{KM}=[137.5\times6-25.0\times(5+4+\cdots1)]\times\frac{6.0}{13.99}=193.0\,T$$

腹材の最大應力.

J' 格點の右側全格點に荷重する時は

$$\text{構格 } L'J' \text{ の剪力}=\frac{25.0}{12}(1+2+3+4)+(7.0+11.0)\times(5\frac{1}{2}-7)=-6.2\,T$$

にして剪力は負である，MJ' を抗張材と假定するを以て壓力に抵抗せず。

L' 格點の右側全格點に荷重する時は

$$\text{構格 } NL' \text{ の剪力}=\frac{25.0}{12}(1+2+\cdots+5)+18.0\times(5\frac{1}{2}-6)=22.3\,T$$

にして L' 格點を界として剪力の符號が變化する，又 NL' 構格に於て KL' 對角材のみ作用するものとすれば

$$-MK'=[(99.0+25.0\times\frac{1+2+\cdots+5}{12})\times7-18.0\times(1+2+\cdots+6)]\times\frac{6.0}{13.79}=232.4\,T$$

$V_1'=99.0+31.3-18.0\times6=22.3\,T$　$V_1=22.3+18.0=40.3\,T$

$V_2=40.3+7.0=47.3\,T$

斯くして KL' 及 KL 最大應力を求む（圖式解法丙）。

N 格點の右側全格點に荷重する時は

$$\text{構格 } NL' \text{ の剪力}=99.0+\frac{25.0}{12}\times(1+2+\cdots+6)-(108.0+25.0)=9.8\,T$$

にして L' 格點にて剪力の符號を變化する

$$-\overline{MK'}=[142.8\times7-18.0\times(1+2+\cdots+6)-25.0]\times\frac{6.0}{13.79}=259.4\,T$$

$V_1'=9.8\,T$　$V_1=52.8\,T$　$V_2=59.8\,T$　$V_3=70.8\,T$

$V_4=77.8\,T$

斯くして IN 及 IJ の最大應力を求む（圖式解法丁）。

L 格點の右側全格點に荷重する時は N 格點にて剪力の符號が變化する.

$$-\overline{MK}=[157.3\times6-18.0\times(1+2+\cdots+5)-25.0]\times\frac{6.0}{13.93}=279.5\,T$$

$V_1=42.3\,T$　$V_2=49.3\,T$　$V_3=85.3\,T$　$V_4=92.3\,T$

$V_5=103.3\,T$　$V_6=110.3\,T$

斯くして GL 及 GH の最大應力を求む（圖式解法戊）。

J 格點の右側全格點に荷重する時は N 格點にて剪力の符號が變化する。

$$-\overline{MK}=[174.0\times6-18.0\times(1+2+\cdots+5)-25.0\times(1+2)]\times\frac{6.0}{13.93}=301.1\,T$$

$V_1=34.0\,T$　$V_2=41.0\,T$　$V_3=77.0\,T$　$V_4=84.0\,T$

$V_5=120.0\,T$　$V_6=127.0\,T$　$V_7=138.0\,T$　$V_8=145.0\,T$

斯くして EJ 及 EF の最大應力を求む（圖式解法已）。

H 格點の右側全格點に荷重する時は N 格點にて剪力の符號が變化する.

$$-\overline{MK}=[192.8\times6-18.0\times(1+2+\cdots+5)-25.0\times(1+2+3)]\times\frac{6.0}{13.93}=317.4\,T$$

$V_1=27.8\,T$　$V_2=34.8\,T$　$V_3=70.8\,T$　$V_4=77.8\,T$

$V_5=113.8\,T$　$V_6=120.8\,T$　$V_7=156.8\,T$　$V_8=163.8\,T$

$V_9=174.8\,T$　$V_{10}=181.8\,T$

斯くして CH 及 CD の最大應力を求む（圖式解法庚）。

F 格點の右側全格點に荷重する時は同じく N 格點にて剪力の符號が變化する.

$$-\overline{MK}=[213.6\times6-18.0\times(1+2+\cdots+5)-25.0\times(1+2+3+4)]\times\frac{6.0}{13.93}=328.0\,T$$

$V_1=23.6\,T$　$V_2=30.6\,T$　$V_3=66.6\,T$　$V_4=73.6\,T$

$V_5=109.6\,T$　$V_6=116.6\,T$　$V_7=152.6\,T$　$V_8=159.6\,T$

$V_9=195.6\,T$

斯くして BF の最大應力を求む（圖式解法辛）。

BD 及端柱 AB は荷重滿載の時最大應力を生ずるを以て圖式解法乙について之を求める事が出來る。

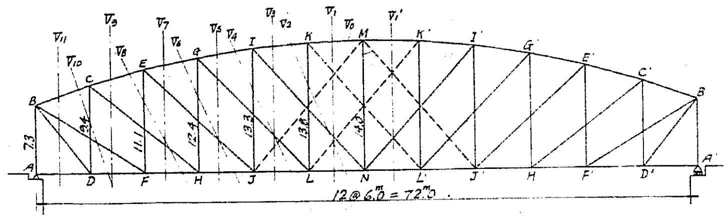
以上の結果を綜合し部材は交番應力を受けないものと假定し合成應力依つて設計せられる（第 29 表参照）。

第 2 9 表

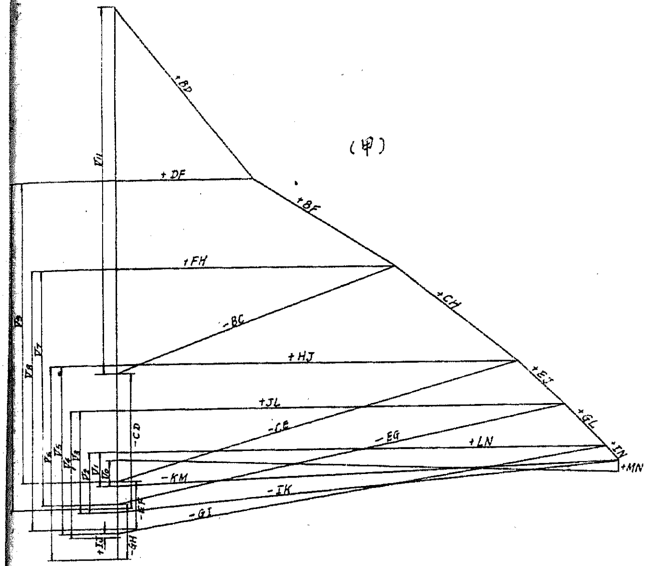
名稱	部材	死荷重應力 瓩	最大活荷重應力 瓩	設計 應力(合成) 瓩	設計 部材
下弦材	AD	0	0	0	抗張材
〃	DF	+ 38.5	+ 55.0	+ 93.5	〃
〃	FH	+ 78.0	+106.2	+184.2	〃
〃	HJ	+111.3	+155.4	+266.7	〃
〃	JL	+124.8	+172.8	+297.6	〃
〃	LN	+135.6	+187.3	+322.9	〃
上弦材	BC	− 83.0	−113.0	−196.0	抗壓材
〃	CE	−116.0	−161.3	−277.3	〃
〃	EG	−127.1	−176.0	−303.1	〃
〃	GI	−137.5	−190.0	−327.5	〃
〃	IK	−139.0	−193.0	−332.0	〃
〃	KM	−139.0	−193.0	−332.0	〃
對角材	BD	+ 61.0	+ 87.0	+148.0	抗張材
〃	BF	+ 46.8		+124.5	〃
〃	CH	+ 42.0		+107.5	〃
〃	EJ	+ 18.0		+ 69.2	〃
〃	GL	+ 14.6		+ 41.5	〃
〃	IN	+ 5.6		+ 32.0	〃
〃	KL'	0		+ 38.5	〃
〃	MJ'	0		0	〃
垂直材	AB	−106.0	−137.5	−243.5	抗壓材
〃	CD	− 36.0		− 85.0	〃
〃	EF	− 12.8		− 48.3	〃

ホイップル曲弦構

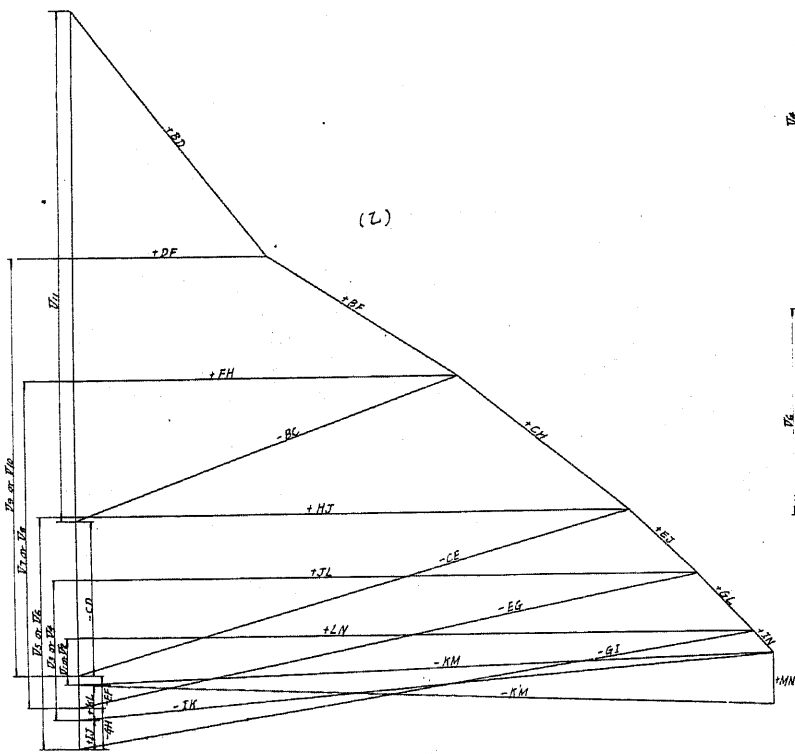
應力計算圖式解法



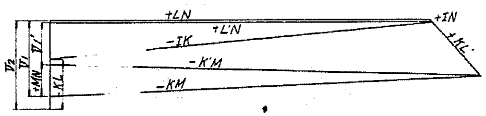
(甲)



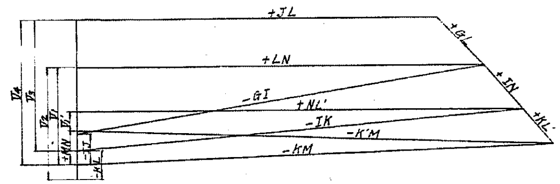
(乙)



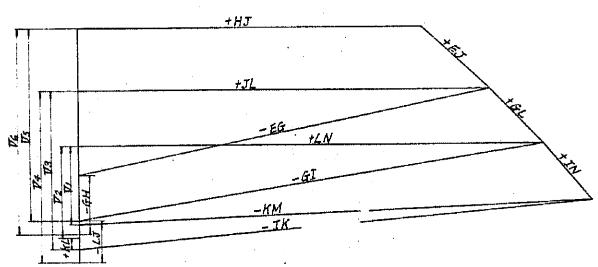
(丙)



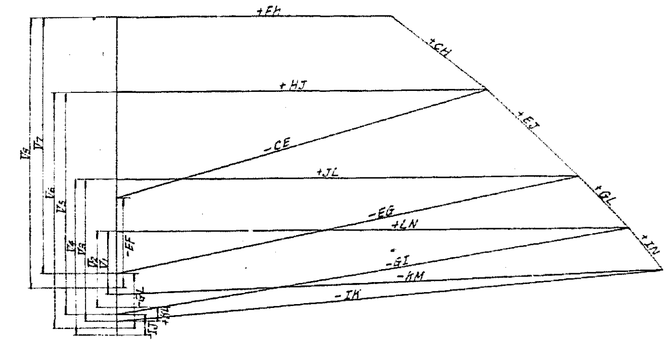
(丁)



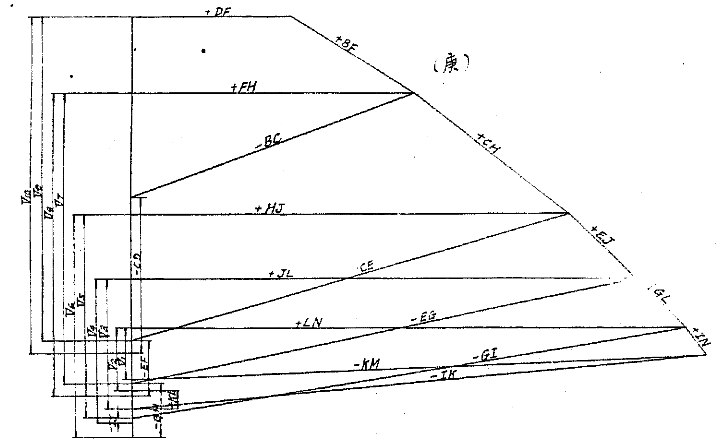
(戊)



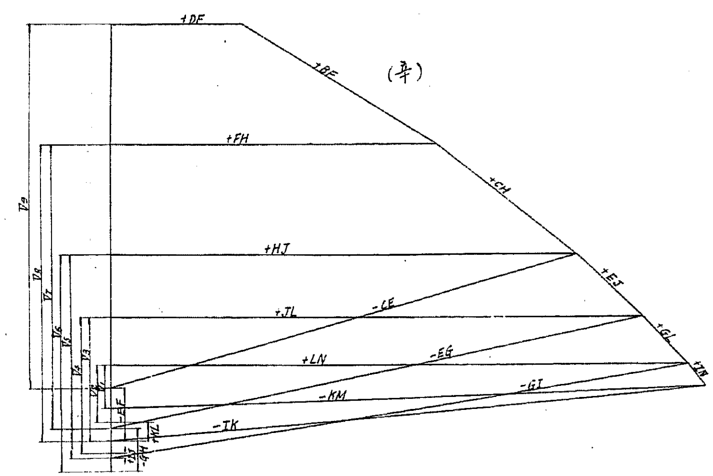
(己)



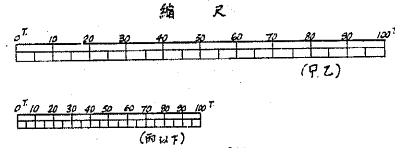
(庚)



(辛)



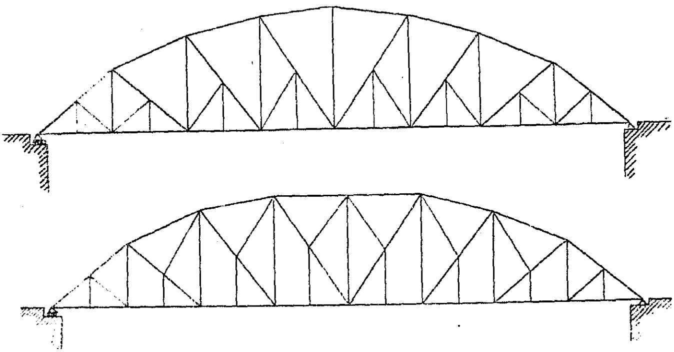
縮尺



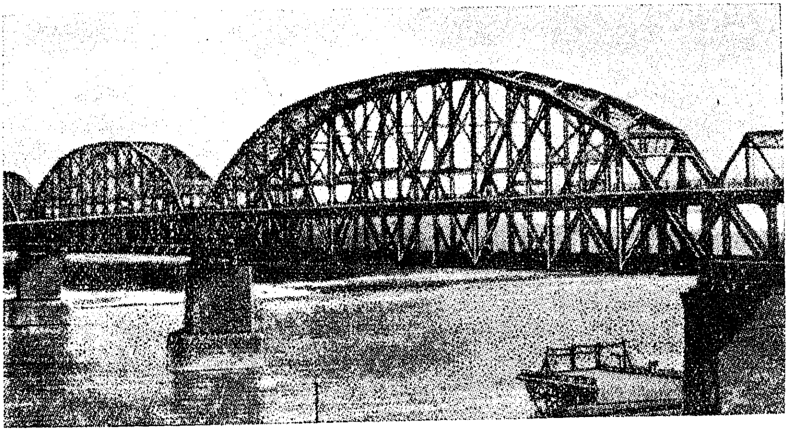
〃	*GH*	− 15.0		− 32.0	〃
〃	*IJ*	− 1.2		− 17.0	〃
〃	*KL*	0		− 27.0	〃
〃	*MN*	+ 3.0	+ 10.9	+ 13.9	抗張材

(e) **ペチツト トラス** Petit truss.

第 3 7 8 圖



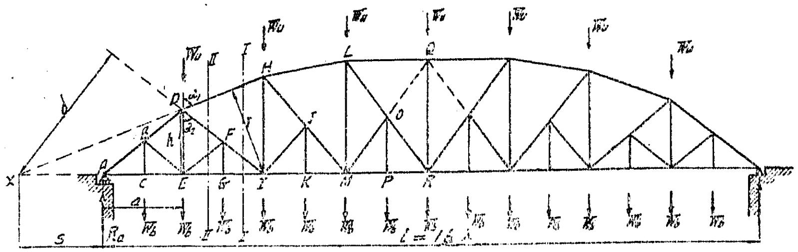
ペチツト構の實例



此の構は米國に於て始り相當實例はある, 60 米以上の大なる徑間に使用せられ對材を必要とする構格は凡て矩形とする。

(イ) 死荷重應力.

第 3 7 9 圖



任意の構格 $DEIH$ に於て

$$-\overline{DH}=\frac{M_I}{r}=\frac{1}{r}[R_a\times4\lambda-W_u\times2\lambda-W_b(3\lambda+2\lambda+\lambda)]$$

$$=(4R_a-2W_u-6W_b)\frac{\lambda}{r}$$

$$+\overline{EG}=+\overline{GI}=\frac{M_D}{h}=\frac{1}{h}(R_a\times2\lambda-W_b\lambda+W_b\lambda)=2R_a\times\frac{\lambda}{h}$$

$$\Sigma V_{I-I}=R_a-W_u-3W_b+\overline{DH}\cos\alpha_1-\overline{FI}\cos\alpha_2=0$$

$$+\overline{FI}=(R_a-W_u-3W_b+\overline{DH}\cos\alpha_1)\sec\alpha_2$$

$$+\overline{FG}=W_b$$

$$-\overline{EF}=\frac{1}{2}W_b\sec\alpha_2$$

$$\Sigma V_{II-II}=R_a-W_u-2W_b+\overline{EF}\cos\alpha_2-\overline{DF}\cos\alpha_2+\overline{DH}\cos\alpha_1=0$$

$$\overline{DF}=(R_a-W_u-2W_b+\overline{EF}\cos\alpha_2+\overline{DH}\cos\alpha_1)\sec\alpha_2$$

$$=(R_a-W_u-2\frac{1}{2}W_b+\overline{DH}\cos\alpha_1)\sec\alpha_2$$

(ロ) 活荷重應力.

弦材に生ずる應力は荷重滿載の場合に最大なる事明かである，次に腹材の最大應力に對する荷重の配置を研究する，任意の腹材 DI の內 FI の應力は I 格點より右側全格點に荷重した場合最大なる事明であるけれども DF の應力に對しては G 格點の荷重が問題である。

今 G 格點のみに荷重して斷面 $II-II$ に於て $\Sigma M_x=0$ 式を適用する．

G 格點の P は副三角構に依つて $\frac{1}{2}P$ づゝ E 及 I 格點に分配されゝるを以て

$$\Sigma M_x=-R_a s+\frac{P}{2}(s+a)+\overline{DF}.d=0$$

$$\therefore\ \overline{DF}=-\frac{1}{d}[-R_a s+\frac{P}{2}(s+a)]$$

[ ] の內の値が負なればDFに張力を生ず，元來 DI は抗張材なるを以て [ ] が負なれば G 格點より右側全格點に荷重する場合が最大である，若し正なればG格點を省き I 格點より右側全格點に荷重する場合が最大である．

$$R_a=\frac{P(l-a-\lambda)}{l}$$

$$-R_a s+\frac{P}{2}(s+a)=-\frac{P(l-a-\lambda)}{l}s+\frac{P}{2}(s+a)$$

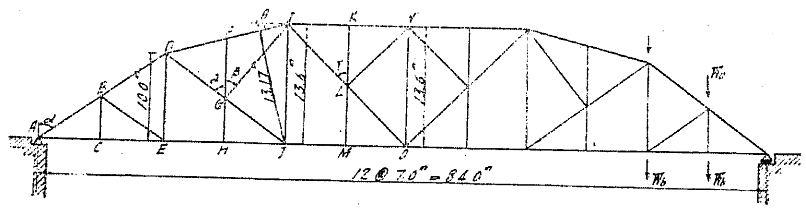
$$=P[-\frac{(l-a-\lambda)s}{l}+\frac{s+a}{2}]$$

$$\text{or}\ =\frac{P}{2}[a-\frac{l-2(a+\lambda)}{l}s]\ \cdots\cdots\cdots\ (141)$$

(141) 式の右邊の內構の形に依つて變化するものは s である，乃ち s 値の大なるものは負となるべく s の値小なるものは正となる。

例題． ペチツト構の應力計算實例．

第 3 8 0 圖



$W_u=10{,}000$ kg. $W_b=15{,}000$ kg. $P=30{,}000$ kg.

$W=W_u+W_b=25{,}000$ kg.

$\alpha=54^0\sim28'$ $\beta=39^0\sim9'$ $\gamma=45^0\sim50'$ $\theta=14^0\sim25'$

(イ) 死荷重應力．

副三角構

$+\overline{BC}=+\overline{GH}=+\overline{LM}=W_b=15.0\,T$

$-\overline{FG}=-\overline{KL}=W_u=10.0\,T$

$-\overline{BE}=\frac{1}{2}W\sec\alpha=\frac{1}{2}\times 25.0\times 1.721=21.51\,T$

$+\overline{GI}=\frac{W\sin\alpha}{\sin(\alpha+\beta)}=\frac{25.0\times 0.814}{0.998}=20.38\,T$

$+\overline{LN}=\frac{1}{2}W\sec\gamma=\frac{1}{2}\times 25.0\times 1.435=17.94\,T$

上弦材　$R_a=5\frac{1}{2}\times W=5.5\times 25.0=137.50\,T$

$-\overline{AB}=R_a\sec\alpha=137.50\times 1.721=236.64\,T$

$-\overline{BD}=(R_a-W-\overline{BE}\cos\alpha)\sec\alpha=(137.50-25.0+\frac{25.0}{2})$

$\times 1.721=215.13\,T$

$-\overline{DI}=[4R_a-W(3+2)]\frac{\lambda}{\gamma}=(4\times 137.50-5\times 25.0)$

$\times\frac{7.0}{13.17}=225.89\,T$

$-\overline{IN}=[6R_a-W(5+4+3+2)]\frac{\lambda}{\gamma}=(6\times 137.50-14\times 25.0)$

$+\frac{7.0}{13.6}=244.49\,T$

下弦材

$+\overline{AE}=R_a\tan\alpha=137.50\times 1.400=192.50\,T$

$+\overline{EJ}=(2R_a-W)\frac{\lambda}{h}=(2\times 137.50-25.0)\times\frac{7.0}{10.0}=175.00\,T$

$+\overline{JO}=[4R_a-W(3+2+1)]\frac{\lambda}{h}=(4\times 137.50-25.0\times 6)$

$\times\frac{7.0}{13.6}=205.88\,T$

對角材

$+\overline{DG}=[R_a-2W+(\overline{DI}$ の垂直分力$)]\sec\alpha$

$=(137.50-25.0\times 2-225.89\times 0.249)\times 1.721=53.78\,T$

$+\overline{GJ}=[R_a-3W+(\overline{DI}$ の垂直分力$)+\overline{GI}\cos\beta]\sec\alpha$

$=(137.50-25.0\times 3-225.89\times 0.249+20.38\times 0.775)\times 1.721$

$=37.93\,T$

$+\overline{IL}=(R_a-4W)\sec\gamma=(137.50-25.0\times 4)\times 1.435=53.81\,T$

$+\overline{LO}=(R_a-5W+\overline{LN}\cos\gamma)\sec\gamma=(137.50-25.0\times 5+12.5)$

$\times 1.435=35.88\,T$

垂直材

$-\overline{DE}=R_a-W-W_b+(\overline{BD}$ の垂直分力$)$

$=137.50-25.0-15.0-215.13\times 0.581=-27.50\,T$

$-\overline{IJ}=R_a-3W-W_b+(\overline{DI}$ の垂直分力$)+\overline{GI}\cos\beta$

$=137.50-25.0\times 3-15.0-225.89\times 0.249+20.38\times 0.775=7.01\,T$

$-\overline{NO}=W+W_u=25.0+10.0=35.0\,T$

(ロ) 活荷重應力.

副三角構

$+\overline{BC}=+\overline{GH}=+\overline{LM}=P=30.0\,T$

$-\overline{EG}=-\overline{KL}=0$

$-\overline{BE}=\frac{1}{2}P\sec\alpha=15.0\times 1.721=25.82\,T$

$+\overline{GI}=\frac{P\sin\alpha}{\sin(\alpha+\beta)}=\frac{30.0\times 0.814}{0.998}=24.46\,T$

$+\overline{LN}=\frac{1}{2}P\sec\gamma=15.0\times 1.435=21.53\,T$

荷重滿載して

上弦材　$R_a=5\frac{1}{2}\times 30.0=165.0\,T$

max.……$-\overline{AB}=R_a\sec\alpha=165.0\times 1.721=283.97\,T$

max.……$-\overline{BD}=(R_a-P-\overline{BE}\cos\alpha)\sec\alpha=(165.0-30.0+15.0)$

$\times 1.721=258.15\,T$

max.……$-\overline{DI}=(4R_a-5P)\frac{\lambda}{\gamma}=(165.0\times -5\times 30.0)\frac{7.0}{13.17}=271.07\,T$

max.……$-\overline{IN}=(6R_a-14P)\frac{\lambda}{\gamma}=(6\times 165.0-14\times 30.0)\frac{7.0}{13.6}$

$=293.39\,T$

下弦材

max.……$+\overline{AE}=R_a\tan\alpha=165.0\times1.4=231.00\ T$

max.……$+\overline{EJ}=(2R_a-P)\frac{\lambda}{h}=(2\times165.0-30.0)\times\frac{7.0}{10.0}=210.00\ T$

max.……$+\overline{JO}=(4R_a-6P)\frac{\lambda}{h}=(4\times165.0-6\times30.0)\times\frac{7.0}{13.6}$
$=247.06\ T$

對角材

H 格點より右側全格點に荷重して及 C. E 格點に荷重して

$$-\overline{DI}=\frac{P(9+8+\cdots+1)}{12}\times\frac{4\lambda}{r}=\frac{30.0\times45}{12}\times\frac{4\times7.0}{13.17}=239.18\ T$$

$$-\overline{DI}=\frac{P(1+2)}{12}\times\frac{8\lambda}{r}=\frac{30.0\times3}{12}\times\frac{8\times7.0}{13.17}=31.89\ T$$

DG

max. ……$+\overline{DG}=[\frac{P(9+8+7+\cdots+1)}{12}+(\overline{DI}$ の垂直分力$)]\sec\alpha$

$$=[\frac{30.0\times45}{12}-239.18\times0.249]\times1.721=91.11\ T$$

min.……$-\overline{DG}=[\frac{P(1+2)}{12}-\overline{DI}$ の垂直分力$]\sec\alpha$

$$=[\frac{30.0\times3}{12}+31.89\times0.249]\times1.721=26.57\ T$$

J 格點より右側全格點に荷重して及 H 格點より左側全格點に荷重して

$$-\overline{DI}=\frac{P(8+7+\cdots+1)}{12}\times\frac{4\lambda}{r}=\frac{30.0\times36}{12}\times\frac{4\times7.0}{13.17}=191.34\ T$$

$$-\overline{DI}=[\frac{P(1+2+3)}{12}\times8\lambda+P\times\lambda]\times\frac{1}{r}=(\frac{30.0\times6\times8}{12}+30.0)\times\frac{7.0}{13.17}=79.73\ T$$

GJ

max.……$+\overline{GJ}=[\frac{P(8+7+\cdots+1)}{12}+(\overline{DI}$ の垂直分力$)]\sec\alpha$

$$=(\frac{30.0\times36}{12}-191.34\times0.249)\times1.721=72.90\ T$$

min.……$-\overline{GJ}=[\frac{P(3+2+1)}{12}-\overline{GI}\cos\beta-(\overline{DI}$ の垂直分力$)]$

$$\times\sec\alpha=(\frac{30.0\times6}{12}-24.46\times0.775+79.73\times0.249)\times1.721=27.35\ T$$

M 格點より右側全格點に荷重して及 J 格點より左側全格點荷重して

IL

max.……$+\overline{IL}=\frac{P(7+6+\cdots+1)}{12}\times\sec\gamma$

$$=\frac{30.0\times28}{12}\times1.435=100.45\ T$$

min.……$-\overline{IL}=\frac{P(4+3+2+1)}{12}\times\sec\gamma$

$$=\frac{30.0\times10}{12}\times1.435=35.88\ T$$

O 格點より右側全格點に荷重して及 M 格點より左側全格點に荷重して

LO

max.……$+\overline{LO}=\frac{P(6+5+\cdots+1)}{12}\times\sec\gamma$

$$=\frac{30.0\times21}{12}\times1.435=75.34\ T$$

min.……$-\overline{LO}=[\frac{P(5+4+\cdots+1)}{12}-\frac{P}{2}]\times\sec\gamma$

$$=(\frac{30.0\times15}{12}-\frac{30.0}{2})\times1.435=32.29\ T$$

垂直材

E 格點の平衡狀態よりして

DE

max.……$+\overline{DE}=1\frac{1}{2}P=1.5\times30.0=45.0\ T$

min.…… $\overline{DE}=0$

M 格點より右側全格點に荷重して及 J 格點より左側全格點に荷重して

$$-\overline{DI}=\frac{P(1+2+\cdots+7)}{12}\times\frac{4\lambda}{r}=\frac{30.0\times28}{12}\times\frac{4\times7.0}{13.17}=148.82\ T$$

$+\overline{GI}=0$

$$-\overline{DI}=[\frac{P(1+2+3+4)}{12}\times8\lambda+P\times\lambda]\times\frac{1}{r}$$

$$=(\frac{30.0\times10\times8}{12}+30.0)\times\frac{7.0}{13.17}=122.25\ T$$

$+\overline{GI}=24.46\ T$

IJ

max.……$-\overline{IJ}=\frac{P(1+2+\cdots+7)}{12}+(\overline{DI}$ の垂直分力$)$

$$=\frac{30.0\times28}{12}-148.82\times0.249=32.94\ T$$

min.……$+\overline{IJ}=\frac{P(1+2+3+4)}{12}-(\overline{DI}$ の垂直分力$)$

$-(\overline{GI}$ の垂直分力)

$$=\frac{30.0\times 10}{12}+122.25\times 0.249-24.46\times 0.775=36.48\ T$$

N 格點の平衡狀態よりして

$$ON\begin{cases}\max.\cdots\cdots-\overline{ON}=P=30.0\ T\\ \min.\cdots\cdots\ \ \overline{ON}=0\end{cases}$$

(ハ)　合成應力.

第　3　0　表

名　稱	部材	死荷重應力 砘	活荷重應力 砘		合成應力 砘		設計	
			最　大	最　小	最　大	最　小	應力 砘	部材
弦　材	AE	+192.50	+231.00	0	+423.50	+192.50	+423.50	抗張材
〃	EJ	+175.00	+210.00	0	+385.00	+175.00	+385.00	〃
〃	JO	+205.88	+247.06	0	+452.94	+205.88	+452.94	〃
〃	AB	−236.64	−283.97	0	−520.61	−236.46	−520.61	抗壓材
〃	BD	−215.12	−258.15	0	−473.28	−215.13	−473.28	〃
〃	DI	−225.89	−271.07	0	−496.96	−225.89	−496.96	〃
〃	IN	−244.49	−293 38	0	−537.87	−244.49	−537.87	〃
對角材	DG	+ 53.80	+ 91.11	−26.57	+144.91	+ 27.23	−144.91	抗張材
〃	GJ	+ 37.93	+ 72.90	−27.35	+110.83	+ 10.58	+110.83	〃
〃	IL	+ 53.81	+100.45	−35.88	+154.26	+ 17.93	+154.26	〃
〃	LO	+ 35.88	+ 75.34	−32.29	+111.22	+ 3.59	+111.22	〃
垂直材	DE	+ 27.50	+ 45.00	0	+ 72.50	+ 27.50	+ 72.50	〃
〃	IJ	− 7.01	− 32.94	+36.48	− 39.95	+ 29.47	− 54.69 + 44.21	抗壓材 抗張材
〃	NO	− 35.00	− 30.00	0	− 65.00	− 35.00	− 65.00	抗壓材
副三角材	$\begin{cases}BC,GH\\ LM\end{cases}$	+ 15.00	+ 30.00	0	+ 45.00	+ 15.00	+ 45.00	抗張材
〃	$FG\ KL$	− 10.00	0	0	− 10.00	− 10.00	− 10.00	抗壓材
〃	BE	− 21.51	− 25.82	0	− 47.33	− 21.51	− 47.33	〃
〃	GI	+ 20.38	+ 24.46	0	+ 44.84	− 20.38	− 44.84	抗張材
〃	LN	+ 17.94	+ 21.53	0	+ 39.47	+ 17.94	+ 39.47	〃

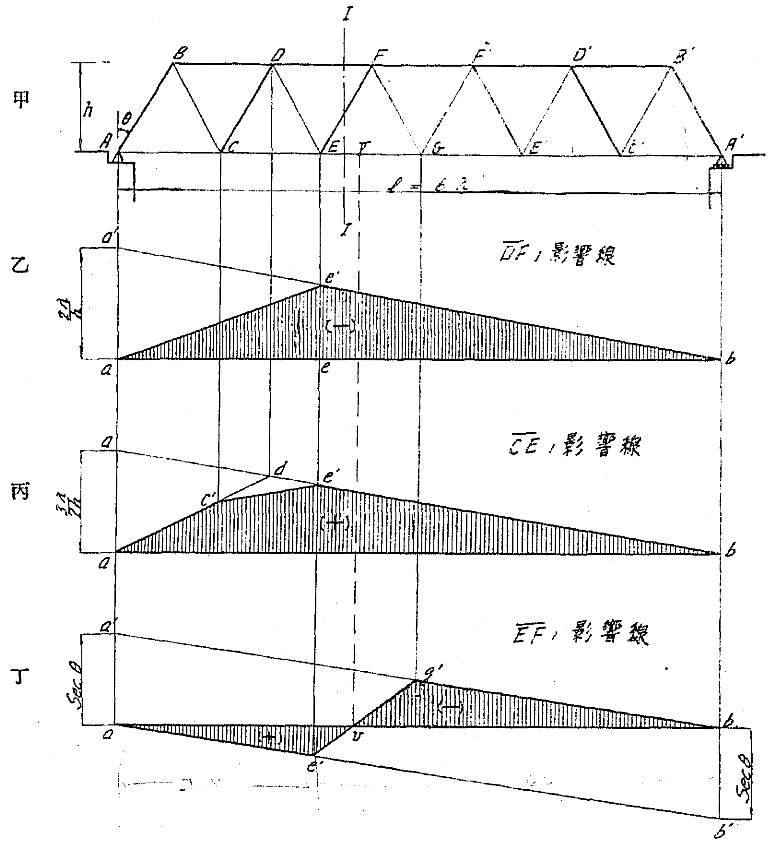
第 4 節　橋構の影響線

§ 76.　**直弦構の影響線** Influence lines for parallel chord trusses.

橋構に作用する荷重は床版．縱桁を通じて橫桁に傳達せられ橫桁は多くの場合構の格點のみに設けられるを以て主構に對しては格點以外の部分は直接荷重を受けない結果となり所謂直接載荷せざる桁 Beam for indirect loading と類似する。

(a)　**ストレーベン構の影響線.**

第　3　8　1　圖



第381圖の**ワーレン構**に於て任意の弦材 DF 及 CE の應力は (125) 式及 (126) 式に依りて

$$-\overline{DF}=\frac{M_E}{h}$$

$$+\overline{CE}=\frac{M_D}{h}$$

なる故 M_E 及 M_D の影響線を h にて除する事に依つて求められる，乃ち乙圖に於て aa' を AE の長 2λ と採る更りに $\frac{2\lambda}{h}$ と採り $ac'b$ を求める時は之が直ちに DF の應力の影響線となる，同様に丙圖に於て $aa'=\frac{3\lambda}{2h}$ と採り adb を求める，此の場合 D 點は格點の眞上にはなく CE 間の荷重は格點 C 及 E を通じて主構に作用するを以て其の間の荷重に對する影響線は $c'e'$ なる直線にて表される，乃ち求むる影響線は $ac'e'b$ なる四邊形となる，又任意の腹材 EF の應力は（127）式に依り

$$-\overline{EF}=S_{1-1}\sec\theta$$

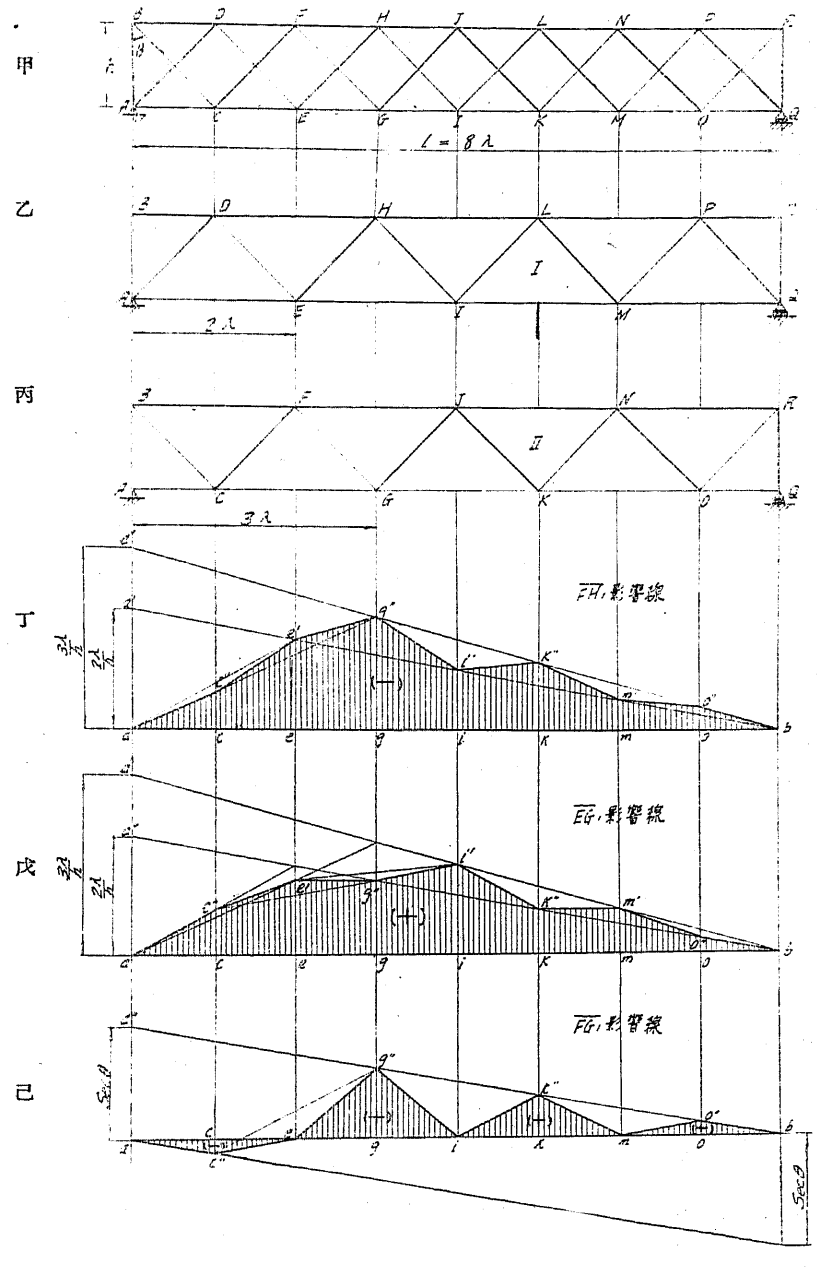
なるを以て丁圖に於て aa' 及 $b'b$ を 1 と採る更りに $1\times\sec\theta$ と採り $ae'g'b$ を求める時は之が直ちに EF 應力の影響線となる。

次に第 382 圖甲に示すが如き**二重ワーレン構**は之を同圖乙及丙の二つの**ワーレン構**の組合せと假定せられ各部材の影響線は次の如くになる。

丁圖は任意の上弦材 FH の影響線を示す，乃ち FH は乙構に於ては DH に屬し $\overline{DH}$ の影響線は $ae'b$ なる三角形であり ee'. ii' 及 mm' は各 E. I 及 M 格點の影響線の値である，同様に FH は丙構に於ては FJ に屬し $\overline{FJ}$ の影響線は $ag''b$ なる三角形であり cc''. gg''. kk'' 及 oo'' は各 C. G. K 及 O 格點の影響線の値である，而して其等格點間の縱桁は之を單桁として作用するものと假定すれば中間の荷重に對する影響線は其等格點の値を結付ける直線を以て表し得るを以て結局 $ac''e'g''i'\cdots b$ となる。

戊圖は任意の下弦材 EG の影響線を示す，乃ち EG は乙構に於ては EI に屬し $\overline{EI}$ の影響線は $ae'i'b$ である，同様に丙構に於ては CG に屬し $\overline{CG}$ の影響線は $ac''g''b$ である，故に $\overline{EG}$ の影響線は $ac''e'g''i'\cdots b$ となる。

第 3 8 2 圖



己圖は任意の腹材 FG の影響線を示す，FG は丙構にのみ屬し其の影響線は $ac''g''b$ である，而して乙構に屬する格點 $E.I$ 及 M に荷重する時は應力を受けない，故に其の影響線は $ac''eg''i\cdots\cdots b$ となる。

第 383 圖甲は更に二重**ワーレン構**の對角材の交點より A_1 C_1 E_1 …と格點を設けたものにして斯る場合には A_1 の格點荷重は AB_1C なる副三角構に依り，C_1 の格點荷重は CD_1E なる副三角構に依り，E_1 の格點荷重は EF_1G なる副三角構（以下同様）に依つて兩側の格點に傳達せられるものと假定する，例へば E_1 格點荷重 P は副三角構 EF_1G に依り

$$+\overline{E_1F_1}=P$$

$$-\overline{EF_1}=-\overline{F_1G}=\frac{P}{2}\sec\theta$$

$$+\overline{EE_1}=+\overline{E_1G}=\frac{P}{2}\tan\theta$$

なる應力を各部材に與へ主構に對しては E 及 G 格點に $\frac{1}{2}P$ 宛作用する結果となる，故に各部材の影響線は主構の應力影響線に更に副三角構の影響を加味すれば可い。

FH の影響線（乙圖參照）に於て E_1 格點に $P=1$ を荷重したる結果は主構に對しては E 及 G 格點に各 $\frac{1}{2}$ 荷重した結果と同一となる，乃ち

$$e_1e_1'=\frac{ee'+gg''}{2}$$

にして結局 e_1' は直線 $e'\ g''$ 上に存在する。

EG の影響線（丙圖參照）は主構に於ては

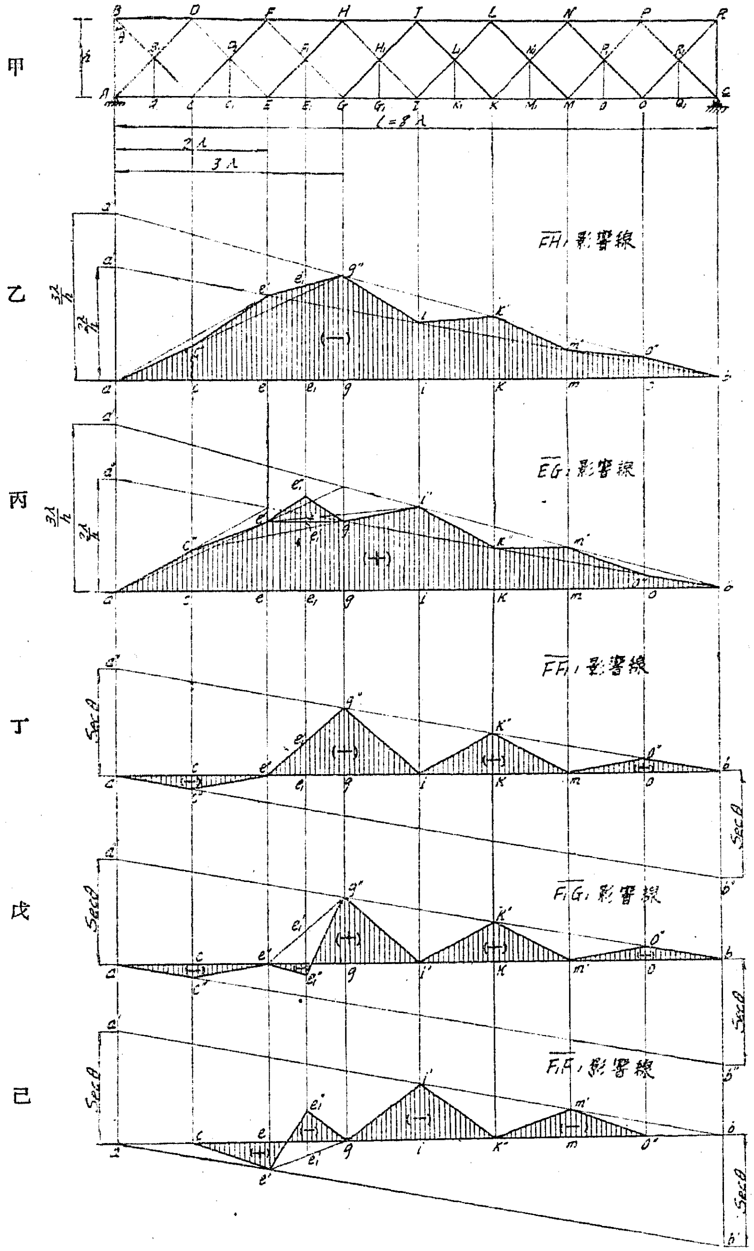
$$e_1e_1'=\frac{ee'+gg''}{2}$$

なる張力を受け一方副三角構の部材として $\frac{1}{2}\tan\theta$ なる張力を受けるを以て

$$e_1'e_1''=\frac{1}{2}\tan\theta$$

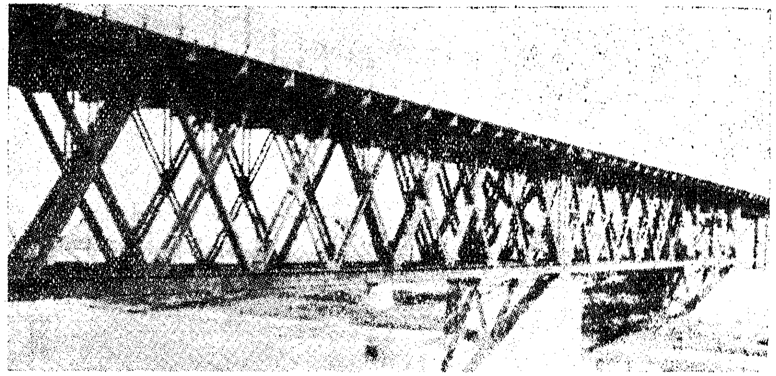
丈 e_1e_1' に加へなくてはならない，結局 $ac''e'e_1''g''i'\cdots b$ と變化する。

第 3 8 3 圖 共 1



第 3 8 3 圖　共2

二重ワーレン構の實例



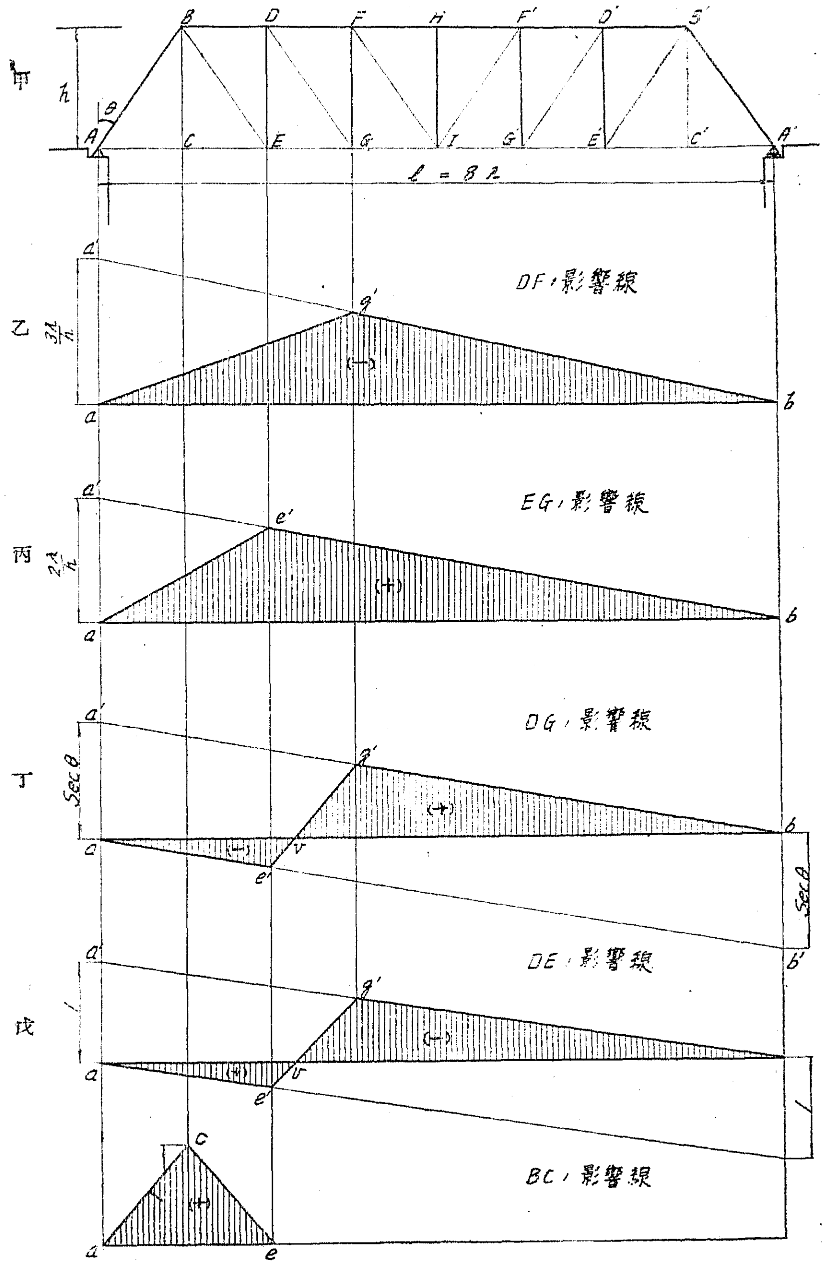
同様に腹材 FF_1 及 HF_1 は主構のみの影響なる故影響線は變化せず（丁圖参照），F_1G 及 F_1E は主構の影響の外に副三角構より $\frac{1}{2}\sec\theta$ なる應力を受けるを以て多少 E_1 點にて修正する必要がある（戊圖及己圖参照）。

(*b*)　**ステンデル構の影響線.**

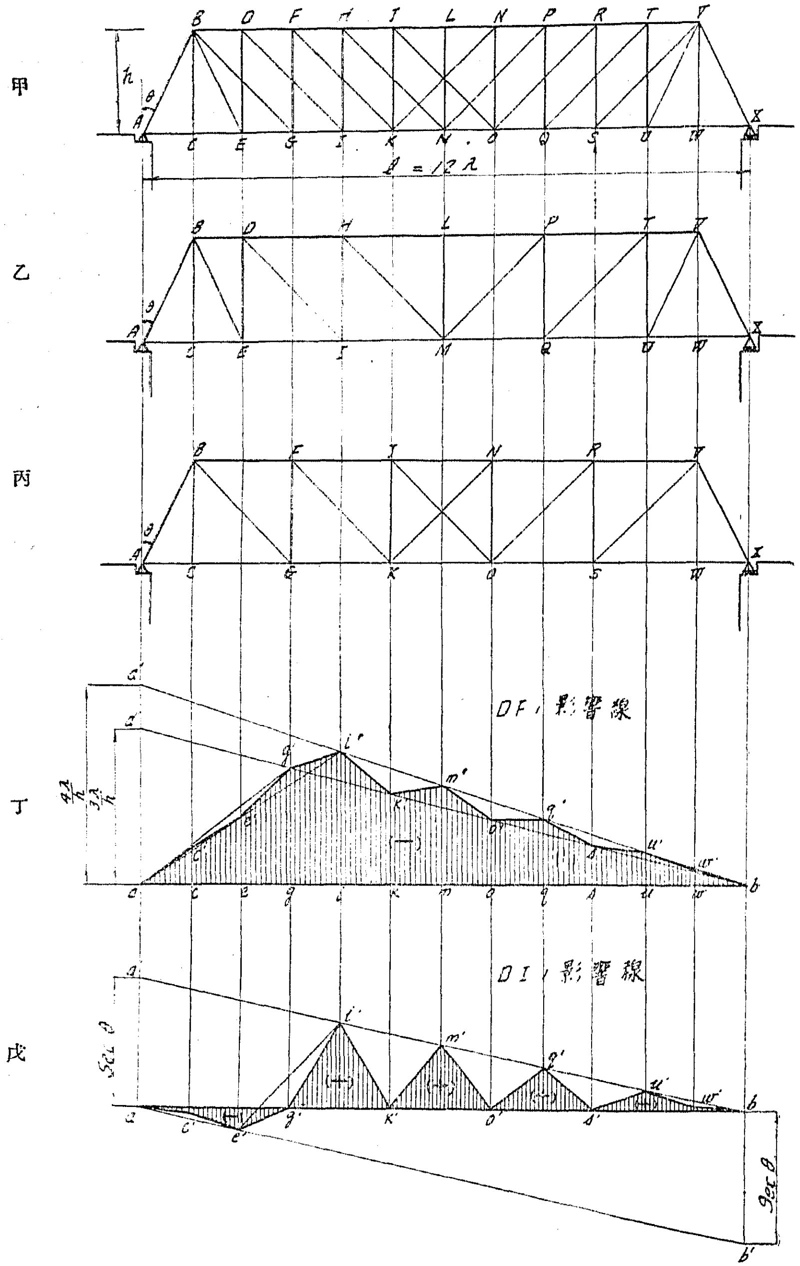
ステンデル構の影響線は**ストレーベン構**の影響線と同様に求める事が出來る，たゞ**ステンデル構**は垂直材を有するを以て下弦材の影響線と上弦材の影響線とは同一である，第384圖は**プラット構**の影響線である。

又第385圖は**ホイツプル構**の影響線を表す，同圖に於て前述せし如く甲圖の構は乙圖及丙圖の二つの**プラット構**の組合せたものと考へるを以て任意の弦材 DF の應力は DH（乙圖）及 BF（丙圖）の應力の和である，而して丁圖に於て DH の影響線は $\triangle ai'b$. BF の影響線は $\triangle ag'b$ なるを以て $E.\ I.\ M.\ Q$ 及 U 格點に該當する影響線の値は $\triangle ai'b$ に依りて ee' ii' mm' qq' 及 uu' であり，$G.K.\ O$ 及 S 格點に該當する値は $\triangle ag'b$ に依りて gg' kk' oo' 及 ss' である，而して C 及 W 格點は兩構に共通なるを以て其の影響線の値は $\triangle ai'b$ 及 $\triangle ag'b$ の中間の値とする，乃ち丁圖の太線にて表される多角形は求める影響線である，同様にして任意の腹材

第 3 8 4 圖



第　3　8　5　圖

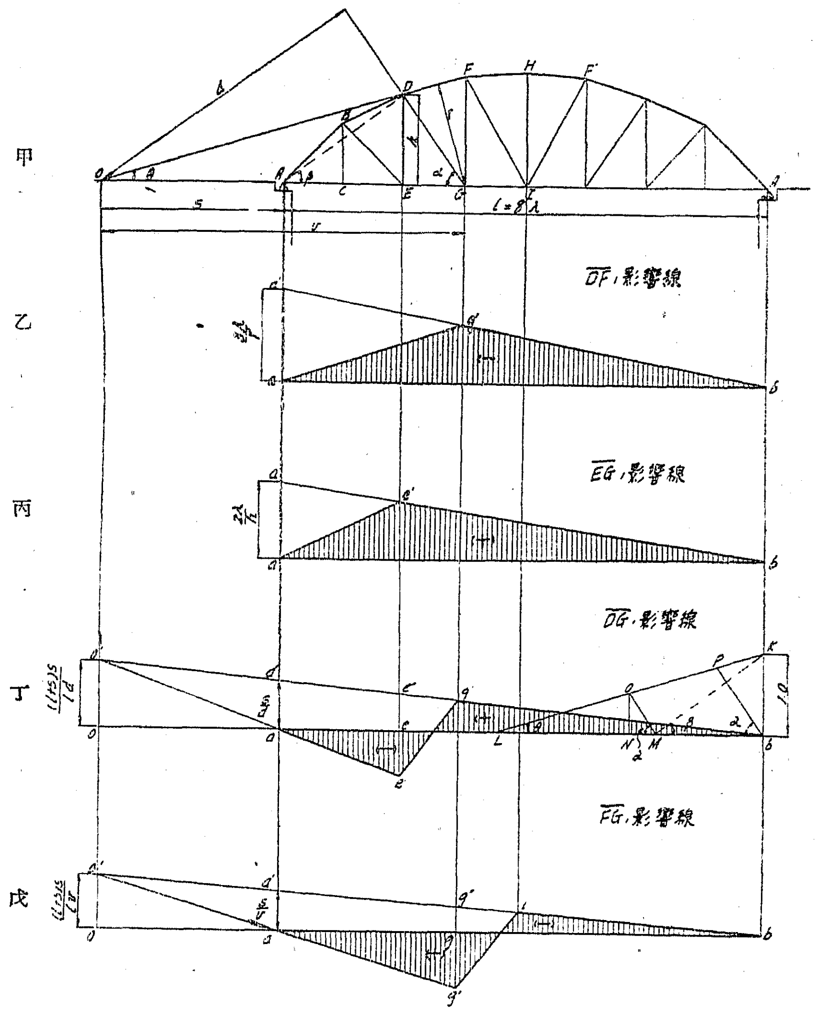


DI の影響線を求める事が出來る（戊圖）。

§ 77.　**曲弦構の影響線** Influence lines for curved chord trusses.

曲弦構の影響線は直弦構の樣に簡單ではない，次に例題を掲げて其の描き方に說明する。

第　3　8　6　圖



(a)　**プラット型曲弦構.**

一般に曲弦構の應力は $\Sigma M=0$ に依つて求められ，第 386 圖に於て任意の構格 $DEGF$ の部材に對する力率の中心は G. E（乙及丙圖）及 O 點（上下弦材 DF 及 EG の交點）である，弦材 $\overline{DF}$ 及 $\overline{EG}$ の影響線の求め方は直弦構の場合と同一である，又腹材 $\overline{DG}$ 及 $\overline{FG}$ の影響線は aa' を各 $\frac{s}{d}$（丁圖）及 $\frac{s}{v}$（戊圖）と採り $a'b$ 線より o' 點を求め o' 點と a 點とを結んだ $ae'g'b$（丁圖）及 $ag'i'b$（戊圖）である（證明略す），然し圖面上 O 點を求める事は往々困難なる事が多い，且 $\frac{s}{d}$ 及 $\frac{s}{v}$ を計算する事も相當面倒である，故に斯るものは宜しく圖式的に求めた方が可い。

乃ち丁圖の右側の作圖に於て

$$Kb=1. \quad KL//FD. \quad KM//AD.$$

とし b 點及 M 點より各 DG に平行線 bP 及 MO を求める時は

$$OM=\frac{KM\sin\angle OKN}{\sin\angle KON}=\frac{Kb\sin(\beta-\theta)}{\sin\beta\sin(\alpha+\theta)}=\frac{\sin(\beta-\theta)}{\sin\beta\sin(\alpha+\theta)}$$

$$Pb=\frac{Kb\ \cos\theta}{\sin(\alpha+\theta)}=\frac{\cos\theta}{\sin(\alpha+\theta)}$$

である，尙甲圖に於て

$$s=\frac{DO\ \sin(\beta-\theta)}{\sin\beta}$$

$$d=DO\ \sin(\alpha+\theta)$$

なるを以て丁圖に於て

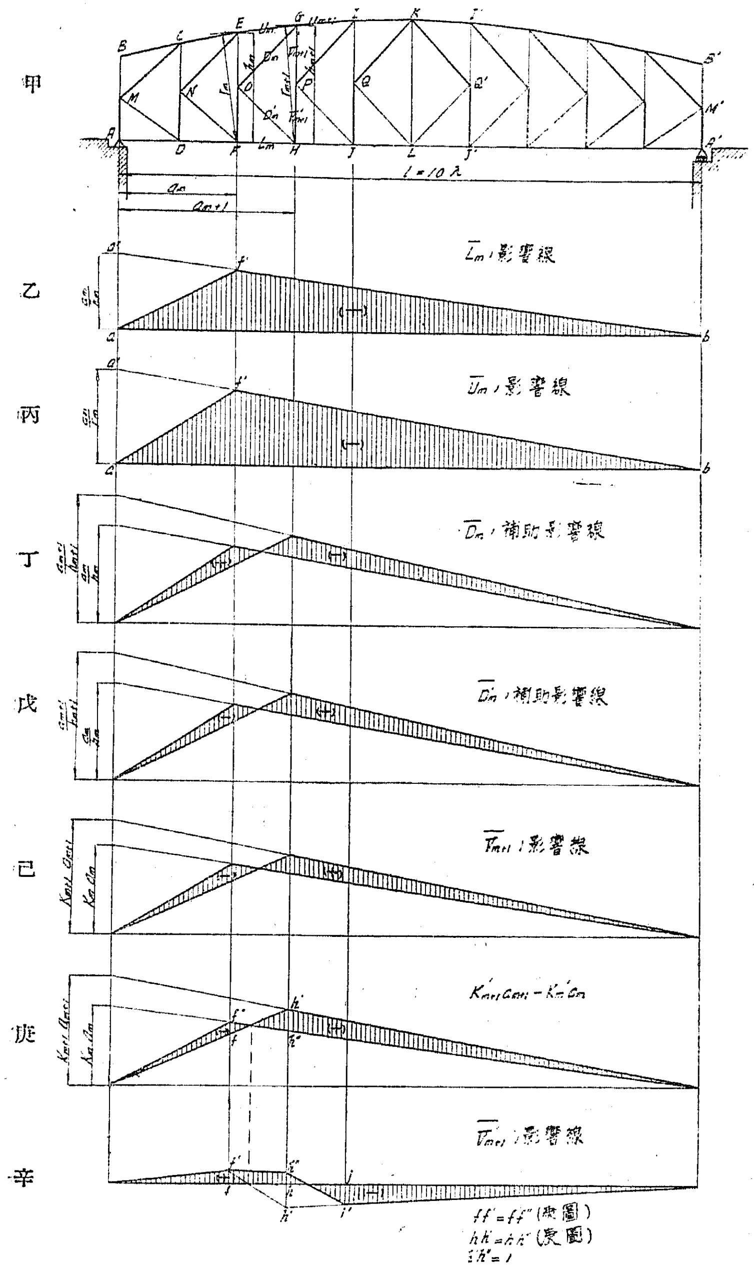
$$\left.\begin{aligned} aa'&=\frac{s}{d}=\frac{\sin(\beta-\theta)}{\sin\beta\sin(\alpha+\theta)}=OM \\ e'e''&=\frac{s+2\lambda}{d}=\frac{\cos\theta}{\sin(\alpha+\theta)}=Pb \end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(142a)$$

である，又作圖の O 點より垂直線 ON 求める時は戊圖に於て

$$\left.\begin{aligned} aa'&=\frac{s}{v}=\frac{s}{d}\ \sin\alpha=OM\ \sin\alpha=ON \\ g''g'&=1 \end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(142b)$$

である。

第　3　8　7　圖



次に大なる徑間に用ひる曲弦構の影響線を求めて見る，而して同型直弦構は其の特殊なる場合と見做す事が出來る。

(b) K **トラス.**

第387圖甲の曲弦 K 構に於て任意の分格 $EFHG$ の部材の應力を求める.

（イ） 弦 材.

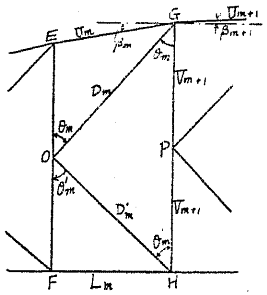
弦材 EG 及 FH の應力を U_m 及 L_m とすれば

$$U_m=-\frac{M_F}{r_m}$$

$$L_m=+\frac{M_E}{h_m}$$

である，M_F 及 M_E は F 及 E 格點の廻りの外力に因る彎曲率にして兩者は相等しい，今 $M_F=M_E=M_m$ とすれば

第 3 8 8 圖



$$\left.\begin{aligned}U_m&=-\frac{M_m}{r_m}\\L_m&=+\frac{M_m}{h_m}\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(143)$$

にして其の影響線は乙及丙圖である。

（ロ） 腹材（對角材).

G 格點に於て $\Sigma H=0$ を適用する時は

$$\Sigma H=U_{m+1}\cos\beta_{m+1}-U_m\cos\beta_m-D_m\sin\theta_m=0$$

$$D_m\sin\theta_m=U_{m+1}\cos\beta_{m+1}-U_m\cos\beta_m$$

$$=-\frac{M_{m+1}}{r_{m+1}}\cos\beta_{m+1}+\frac{M_m}{r_m}\cos\beta_m=-\frac{M_{m+1}}{h_{m+1}}+\frac{M_m}{h_m}$$

$$\therefore\ D_m=-\left(\frac{M_{m+1}}{h_{m+1}}-\frac{M_m}{h_m}\right)\operatorname{cosec}\theta_m\cdots\cdots\cdots\cdots(144)$$

尙 O 點に於て $\Sigma H=0$ を適用する時は

$$D_m\sin\theta_m+D'_m\sin\theta'_m=0$$

$$D'_m=-D_m\frac{\sin\theta_m}{\sin\theta'_m}=+\left(\frac{M_{m+1}}{h_{m+1}}-\frac{M_m}{h_m}\right)\operatorname{cosec}\theta'_m\cdots(145)$$

(144) 式及 (145) 式に依つて對角材の補助的影響線を求め（丁圖及戊圖）其等の結果に $\operatorname{cosec}\theta$ 及 $\operatorname{cosec}\theta'$ を乘ずる事に依り D_m 及 D'_m の應力を求める事が出來る。

（ハ） 腹材（垂直材).

G 格點に於て $\Sigma V=0$ を適用し D_m に (144) 式の値を代入する時は (388 圖參照).

$$\Sigma V=-U_m\sin\beta_m+U_{m+1}\sin\beta_{m+1}-D_m\cos\theta_m-V_{m+1}-P_u=0$$

上式中 P_u… 上弦格點荷重.

$$V_{m+1}=-\frac{M_m}{r_m}\frac{\cos(\beta_m+\theta_m)}{\sin\theta_m}+\frac{M_{m+1}}{r_{m+1}}\frac{\cos(\beta_{m+1}+\theta_m)}{\sin\theta_m}-P_u\cdots\cdots\cdots\cdots(146)$$

$r_m=h_m\cos\beta_m$ 及 $r_{m+1}=h_{m+1}\cos\beta_{m+1}$ なるを以て是等を (146) 式に挿入して

$$V_{m+1}=\left[\frac{M_{m+1}}{h_{m+1}}\frac{\cos(\beta_{m+1}+\theta_m)}{\cos\beta_{m+1}}-\frac{M_m}{h_m}\frac{\cos(\beta_m+\theta_m)}{\cos\beta_m}\right]\times\operatorname{cosec}\theta_m-P_u\cdots\cdots\cdots(147a)$$

同樣にして

$$V'_{m+1}=-\left[\frac{M_{m+1}}{h_{m+1}}\cos\theta'_m-\frac{M_m}{h_m}\cos\theta'_m\right]\operatorname{cosec}\theta'_m+P_l\cdots\cdots(147b)$$

上式中 P_l… 下弦格點荷重.

故に

$$\left.\begin{aligned}\frac{\cos(\beta+\theta)}{h\cos\beta}\operatorname{cosec}\theta&=k\\\frac{\cos\theta'}{h}\operatorname{cosec}\theta'&=k'\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(148)$$

とすれば

$$V_{m+1}=k_{m+1}M_{m+1}-k_mM_m-P_u\cdots\cdots\cdots\cdots(149a)$$

$$V'_{m+1}=-k'_{m+1}M_{m+1}+k_mM_m+P_l\cdots\cdots\cdots\cdots(150a)$$

にして無載弦の格點荷重 P_u を零とすれば

$$V_{m+1}=k_{m+1}M_{m+1}-k_mM_m \cdots\cdots\cdots\cdots (149\mathrm{b})$$

$$V'_{m+1}=-(k'_{m+1}M_{m+1}-k'M_m)+P_l \cdots\cdots\cdots\cdots (150\mathrm{b})$$

を得る (149) 式及 (150) 式に依つて V_{m+1} 及 V'_{m+1} の影響線を求める事が出來る（己．庚及辛圖參照)。

(c)　**ペチツト構.**

第 389 圖甲に於て任意の構格 $(m)(m+1)$ の部材の應力影響線を求める。

(イ)　弦材.

下弦材 EI の應力を L_m とすれば

$$L_m=+\frac{M_m}{h_m} \cdots\cdots\cdots\cdots (151)$$

なるを以て其の影響線は乙圖の如くなる事は明かである。

上弦材 DH の應力を U_m とすれば

$$U_m=-\frac{M_{m+1}}{r_{m+1}} \cdots\cdots\cdots\cdots (152)$$

なるを以て $A \to E$ 間及 $I \to A'$ 間の荷重に對しては L_m の場合と同樣其の影響線は丙圖の ae' 及 $i'b$ 線にて表される，尚 G 格點に P を荷重したる場合には

$$U_m=\frac{b_{m+1}+\lambda}{l} \times \frac{a_{m+1}}{r_{m+1}}P$$

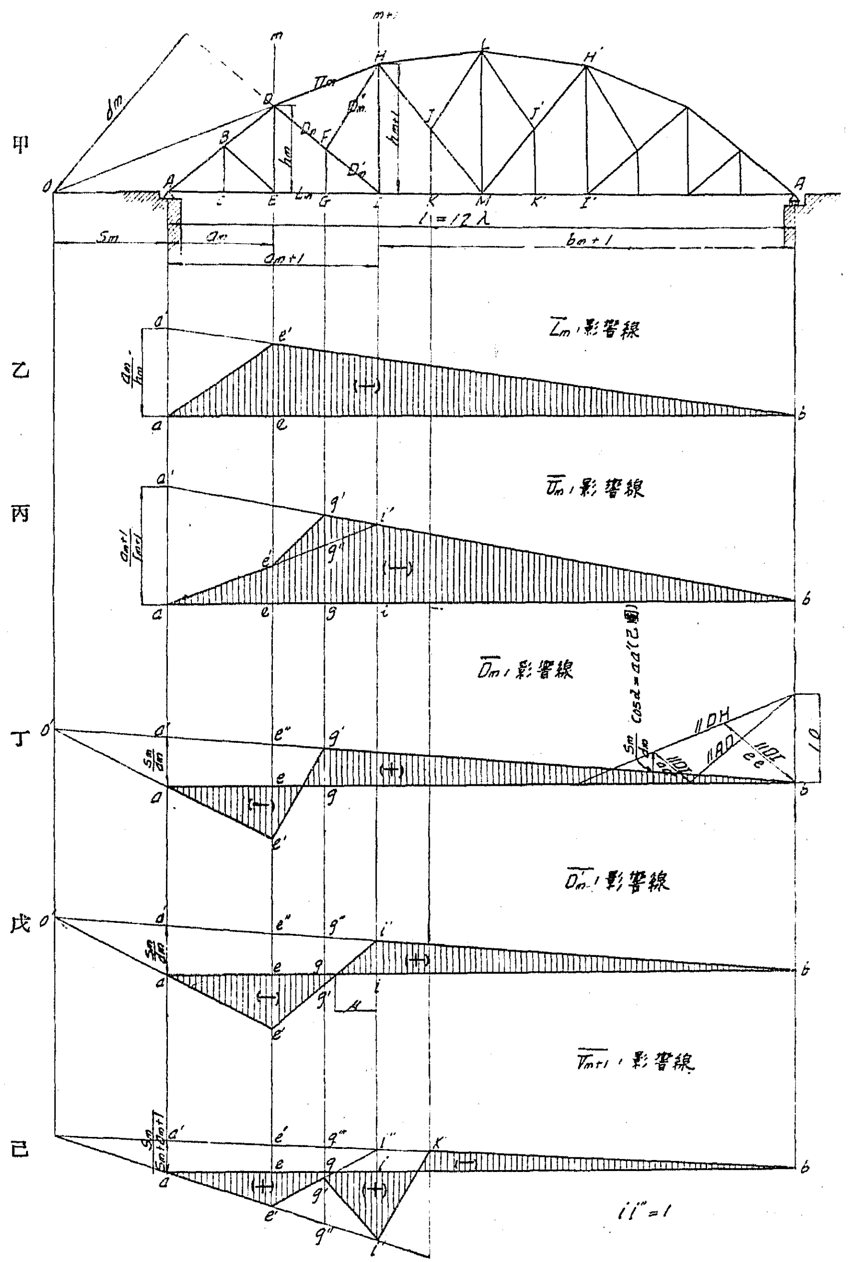
であつて其の影響線は gg'' でなく gg' である，故に U_m の影響線は $ae'g'b$ と修正せられる。

(ロ)　腹材（對角材).

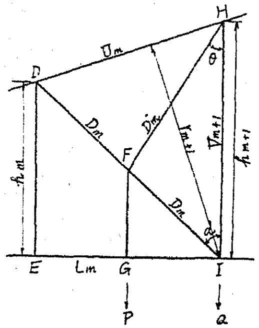
DE の應力 D_m の影響線は § 77 (a) に於て述べた方法に依つて丁圖 $ae'g'b$ となる。

次に FI 及 FH の應力 D'_m 及 D''_m を求めるには F 點に於て $\Sigma H=0$. 及 $\Sigma V=0$ なる式を適用する（第 390 圖參照)

第 389 圖



第 3 9 0 圖



$$\left.\begin{aligned} \Sigma V &= -D'_m\cos\alpha + D''_m\cos\theta \\ &\quad + D_m\cos - P = 0 \\ \Sigma H &= D'_m\sin\alpha + D''_m\sin\theta \\ &\quad - D_m\sin\alpha = 0 \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots(153)$$

(153) 式より

$$D'_m = D_m - \frac{\sin\theta}{\sin(\alpha+\theta)} P \cdots\cdots\cdots(154)$$

$$D'' = \frac{\sin\alpha}{\sin(\alpha+\theta)} P \cdots\cdots\cdots(155)$$

而して DF と FI の部材長は同一で之を d_m とし FH の部材長を d''_m とすれば

$$\sin\alpha = \frac{\lambda}{d'_m} \qquad \cos\alpha = \frac{h_m}{2\lambda} \qquad \sin\theta = \frac{\lambda}{d''_m}$$

$$\cos\theta = \frac{h_{m+1} - \frac{h_m}{2}}{d''_m} = \frac{2h_{m+1} - h_m}{2d''_m}$$

$$\sin(\alpha+\theta) = \frac{\lambda\, h_{m+1}}{d'_m d''_m}$$

なるを以て (154) 式及 (155) 式は

$$D'_m = D_m - P\frac{d'_m}{h_{m+1}} \cdots\cdots\cdots(156)$$

$$D''_m = P\frac{d''_m}{h_{m+1}} \cdots\cdots\cdots(157)$$

(156) 式及 (157) 式は D'_m 及 D''_m の一般公式である，乃ち FH は P のみに因つて應力を受ける，換言せば $E \to I$ 間に荷重する時のみ應力を受けて其の他の位置に荷重しても應力を受けない，又 FI は $E \to I$ 間以外に荷重する時は $P\frac{d'_m}{h_{m+1}}=0$ であつて DF と同一の應力を受ける，故に其の影響線は戊圖に於て丁圖の場合と同様にして求められた ae' 及 bi' の兩

直線である，EI の部分に於ては勿論直線的變化をなす，今 G 格點に $P=1$ なる荷重を載荷する時は (156) 式に依つて

$$D'_m = D_m - \frac{d'_m}{h_{m+1}} = gg'' - \frac{d'_m}{h_{m+1}} \cdots\cdots\cdots(158)$$

である，而して

$$\frac{d_m}{s_m + a_m + 2\lambda} = \frac{h_m}{2d'_m}$$

$$\frac{h_{m+1}}{s_m + a_m + 2\lambda} = \frac{h_m}{s_m + a_m}$$

なる二式より

$$\frac{d'_m}{h_{m+1}} = \frac{s_m + a_m}{2d_m} \cdots\cdots\cdots(159)$$

を得，又戊圖に於て e' と i' とを直線を以て結ぶ時は

$$\frac{a'a}{e''e'} = \frac{s_m}{s_m + a_m} \qquad \therefore\ e'e'' = \frac{s_m + a_m}{d_m}$$

である，(159) 式と (160) 式とに依り

$$g''g' = \frac{e''e'}{2} = \frac{s_m + a_m}{2d_m} \cdots\cdots\cdots(160)$$

$$g''g' = \frac{d'_m}{h_{m+1}} \cdots\cdots\cdots(161)$$

である，故に (161) 式の値を (158) 式に挿入すれば

$$D'_m = gg'' - g''g' = -g'g \cdots\cdots\cdots(162)$$

を得，乃ち D'_m の影響線は $E \to I$ 間に於ては e' と i' とを結ぶ直線であると云ふ事が出來る，次に應力が零なる點の位置を求めるには

$$ee' : ii' = 2\lambda - \mu : \mu$$

$$\mu = \frac{2\lambda}{\frac{ee'}{ii'} + 1}$$

$$\therefore\ \mu = \frac{2\lambda}{1 + \frac{a_m}{b_{m+1}}\left(1 + \frac{l}{s_m}\right)} \cdots\cdots\cdots(163)$$

であつて此の μ の値が λ より大なるか否かに依つて應力零なる點が g 點の左或は右に位置する，乃ち

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{2\lambda}{1+\dfrac{a_m}{b_{m+1}}\left(1+\dfrac{l}{s_m}\right)} \gtrless \lambda \\ s_m \gtrless \dfrac{a_m}{b_{m+1}-a_m}\, l \end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots(164)$$

である，尙前述せる格點荷重に依つて計算せられる場合には G 點に荷重するか否かは (164) 式に依つて決定して差支へない，D''_m の影響線は描く迄もない。

（ハ）腹材（垂直材）.

任意の垂直材 HI の應力 V_{m+1} を求める爲に第 390 圖の I 格點に於て $\Sigma V=0$ を適用する

$$\Sigma V = D'_m \cos\alpha - Q + V_{m+1} = 0$$

$$V_{m+1} = -\left(D_m - P\frac{d'_m}{h_{m+1}}\right)\cos\alpha + Q$$

$$= -D_m\cos\alpha + P\frac{h_m}{2h_{m+1}} + Q \cdots\cdots\cdots\cdots(165a)$$

(165a) 式は V_{m+1} の一般式である，故に $A\to E$ 間及 $A'\to K$ 間に荷重する場合は P 及 Q は零なるを以て (165a) 式は

$$V_{m+1} = -D_m\cos\alpha \cdots\cdots\cdots\cdots(165b)$$

となり § 77 (a) の垂直材と同樣にして已圖に於て ae' 及 bk' を得，次に I 點に $Q=1$ を荷重する時は

$$V_{m+1} = -D_m\cos\alpha + 1 \cdots\cdots\cdots\cdots(165c)$$

となり已圖に於て $i'i$ にて表される，又 G 點に $P=1$ を荷重する時は

$$V_{m+1} = -D_m\cos\alpha + \frac{h_m}{2h_{m+1}} \cdots\cdots\cdots\cdots(165d)$$

である，然るに已圖に於て

$$gg''' = D_m\cos\alpha$$

$$g'g''' = \frac{e'e''}{2} = \frac{1}{2}\cdot\frac{s_m}{s_m+a_{m+1}} \times \frac{s_m+a_m}{s_m} = \frac{1}{2}\cdot\frac{s_m+a_m}{s_m+a_{m+1}}$$

$$= \frac{h_m}{2h_{m+1}}$$

なるを以て (165d) 式に於ける V_{m+1} の値は

$$V_{m+1} = -gg''' + g'g''' = gg'$$

となる，故に V_{m+1} の影響線は $ae'g'i'b$ となる。

（d）**ミュラー　ブレスロー構.**

第 391 圖に於て任意の分格 $(m)(m+1)$ に於ける弦材の應力を U_m 及 L_m とし腹材の應力を D_m D'_m D''_m Z'_m Z''_m 及 V_{m+1} とする.

（イ）弦材.

U_m 及 L_m は斷面 $I-I$ に依つて

$$+L_m = \frac{M_m}{h_m} \cdots\cdots\cdots\cdots(166)$$

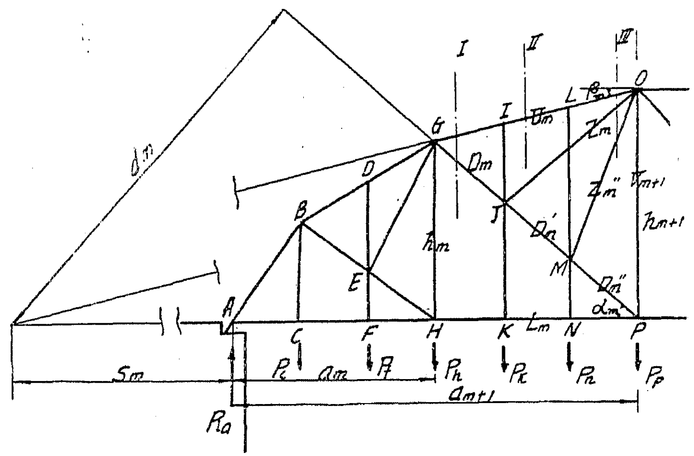
$$-U_m\cos\beta_m = \frac{M_{(m+1)1}}{h_{m+1}} \cdots\cdots\cdots\cdots(167)$$

上式中 $M_{(m+1)1}$ は斷面 $I-I$ の左側の外力の $(m+1)$ 格線の廻りの彎曲率を表す，乃ち第 392 圖に於て

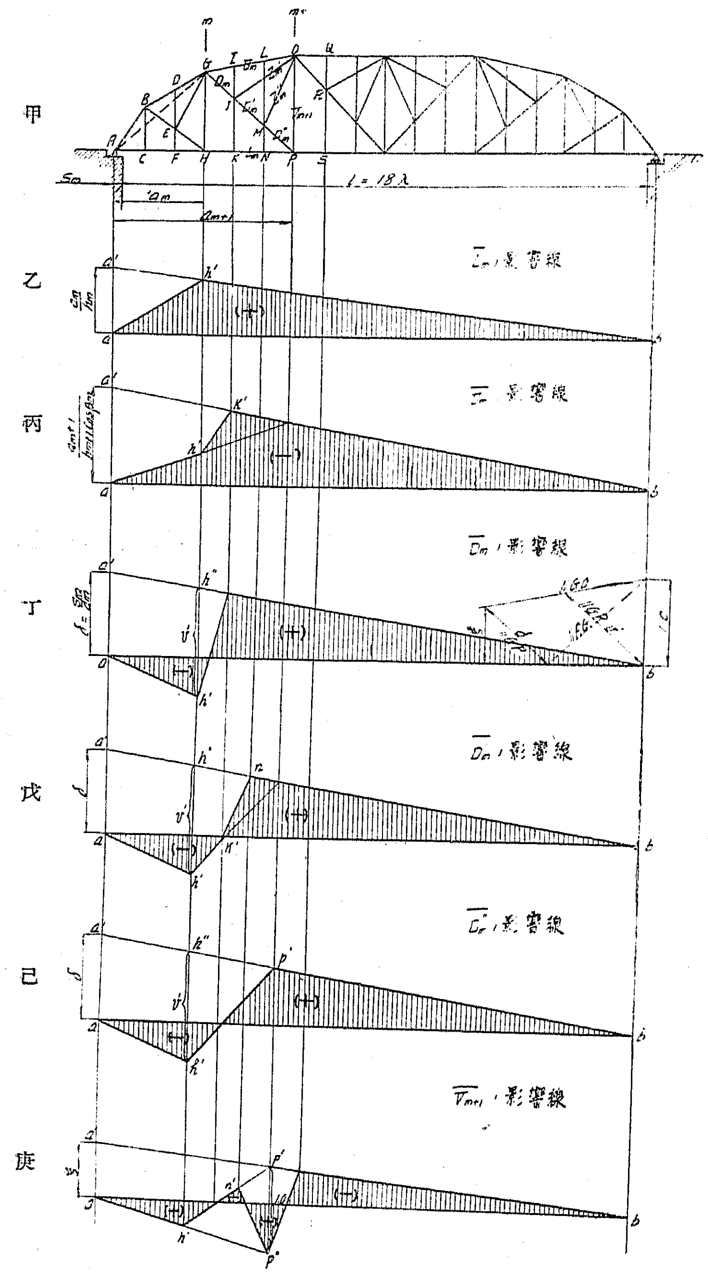
$$M_{(m+1)1} = R_a a_{m+1} - P_c\times 5\lambda - P_f\times 4\lambda - P_h\times 3\lambda$$

$$= M_{m+1} + P_k\times 2\lambda + P_n\times\lambda$$

第　3　9　1　圖



第　3　9　2　圖



$$M_{(m+1)2}=R_a a_{m+1}-P_c\times5\lambda-P_f\times4\lambda-P_h\times3\lambda-P_k\times2\lambda$$

$$=M_{m+1}+P_n\times\lambda$$

$$M_{m+1}=R_a a_{m+1}-P_c\times5\lambda-P_f\times4\lambda-P_h\times3\lambda-P_k\times2\lambda-P_n\times\lambda$$

を意味するのである。

而して其の影響線は（c）の場合と同様に乙圖及丙圖となる。

（ロ）腹材（對角材）.

斷面 $I-I$ に於て $\Sigma H=0$ を適用すれば

$$D_m\cos\alpha_m+U_m\cos\beta_m+L_m=0$$

$$D_m\cos\alpha_m=\frac{M_{(m+1)1}}{h_{m+1}}-\frac{M_m}{h_m}$$

$$\therefore\quad D_m=\left(\frac{M_{(m+1)1}}{h_{m+1}}-\frac{M_m}{h_m}\right)\sec\alpha_m\quad\cdots\cdots(168)$$

となる，又斷面 $II-II$ 及 $III-III$ に於て O 點に對して $\Sigma M=0$ を適用すれば

$$M_{(m+1)2}-D'_m\times h_{m+1}\cos\alpha_m-L_m h_{m+1}=0$$

$$D'_m\cos\alpha_m=\frac{M_{(m+1)2}}{h_{m+1}}-L_m=\frac{M_{(m+1)2}}{h_{m+1}}-\frac{M_m}{h_m}$$

$$\therefore\quad D'_m=\left(\frac{M_{(m+1)2}}{h_{m+1}}-\frac{M_m}{h_m}\right)\sec\alpha_m\quad\cdots\cdots(169)$$

を得る，同様にして

$$M_{m+1}-D''_m h_{m+1}\cos\alpha_m-L_m h_{m+1}=0$$

$$D''_m\cos\alpha_m=\frac{M_{m+1}}{h_{m+1}}-\frac{M_m}{h_m}$$

$$\therefore\quad D''_m=\left(\frac{M_{m+1}}{h_{m+1}}-\frac{M_m}{h_m}\right)\sec\alpha_m\quad\cdots\cdots(170)$$

を得る。

以上（168）式乃至（170）式は對角材の應力の一般公式であり其の影響線は第 392 圖丁乃至己圖の如くになる。

此の場合 aa' の高さは（168）式乃至（170）式によれば

$$aa'=\left(\frac{a_{m+1}}{h_{m+1}}-\frac{a_m}{h_m}\right)\sec\alpha_m$$

となるが此の値を多少變化すると $\frac{s_m}{d_m}$ と等しい事が明かとなる，乃ち

$$aa'=\left(\frac{a_{m+1}}{h_{m+1}}-\frac{a_m}{h_m}\right)\sec\alpha_m=\frac{s_m}{h_m}\left(\frac{a_{m+1}-a_m}{s_m+a_{m+1}}\right)\sec\alpha_m$$

$$=\frac{s_m(a_{m+1}-a_m)}{d_m\times GP}\sec\alpha_m=\frac{s_m}{d_m}$$

である。

（ハ） 腹材（垂直材）.

P 格點の平衡條件より（第391圖參照）

$$-V_m=D''_m\sin\alpha_m+P_p\cdots\cdots\cdots\cdots(171)$$

となり其の影響線は第391圖庚圖に示す。

（ニ） 腹材（副對角材）

副對角材 OJ 及 OM の應力を Z'_m 及 Z''_m とすれば第391圖に於て

$$\left.\begin{aligned}+Z'_m&=P_k\frac{z'_m}{h_{m+1}}\\+Z''_m&=P_n\frac{z''_m}{h_{m+1}}\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(172)$$

となり其の影響線は描く迄もない。

§ 78. 影響線に依る應力計算法 Stress calculation due to influence lines.

今單位長死荷重度を q. 活荷重度を p なる等布荷重とする時は例へば第381圖に於て任意の弦材 DF 及 CE. 腹材 EF の各應力は

$$DF\left\{\begin{array}{l}\text{死荷重應力}=q\times\triangle ae'b\ \text{（壓力）}\\\text{活荷重應力}\left\{\begin{array}{l}\text{最大}=p\times\triangle ae'b\ \text{（壓力）}\\\text{最小}=0\end{array}\right.\end{array}\right\}\cdots\cdots\cdots(173a)$$

$$CE\left\{\begin{array}{l}\text{死荷重應力}=q\times(ac'e'b)\ \text{（張力）}\\\text{活荷重應力}\left\{\begin{array}{l}\text{最大}=p\times(ac'e'b)\ \text{（張力）}\\\text{最小}=0\end{array}\right.\end{array}\right\}\cdots\cdots\cdots(173b)$$

$$EF\left\{\begin{array}{l}\text{死荷重應力}=q\times[\triangle bg'v-\triangle ae'v]\ \text{（壓力）}\\\text{活荷重應力}\left\{\begin{array}{l}\text{最大}=p\times\triangle bg'v\ \text{（壓力）}\\\text{最小}=p\times\triangle ae'v\ \text{（張力）}\end{array}\right.\end{array}\right\}\cdots\cdots(173c)$$

に依つて簡單に計算し得るのである。

以上影響線に依つて求められた應力は前述の格點荷重に依つて求められた結果とは必ずしも一致しないものである，何となれば格點荷重は桁の單位長等布荷重度に分格長を乘じたものを用ひるけれども斯る荷重は其の格點の左右二分格に荷重滿載したる場合にのみ生ずるものである，例へば第381圖に於て EF の最大應力を格點荷重に依つて求める場合は格點 $GE'C'$ に等しく $P=p\lambda$ を載荷する，然し乍ら斯る格點荷重は E 格點より A' 格點迄等布荷重 p を滿載した時でなくては生ぜないものである，而して其の際には EG 構格の荷重により E 格點にも幾かの格點荷重を作用せしめる結果となる，然るに格點荷重の計算では此の E 格點に於ける幾分かの格點荷重は全然省略せられて居る，故に一般に格點荷重に依つて計算せられた値は影響線を使用した値と比較して大となる，勿論後者の値は實際の値に近いものである。

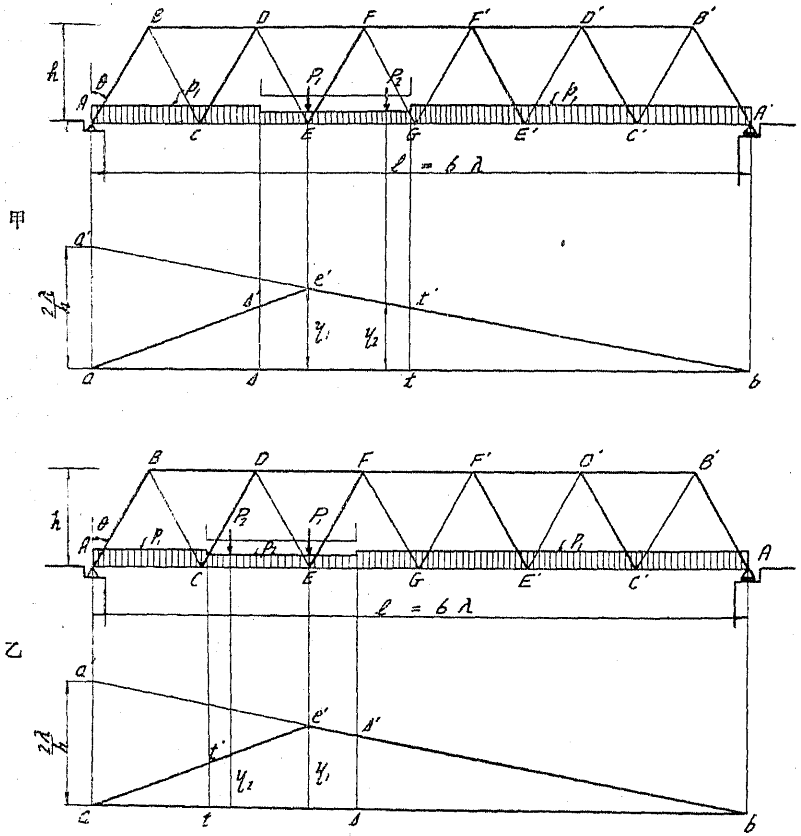
又影響線は各部材の應力の絶對値のみ與へ其の抗張材なるか抗壓材なるかは不明である，故に § 70 に於て既述せる如く桁の型式に依つて豫め其の何れなるかを知つて置く方が便利である。

影響線に依つて應力を計算する方法は公道橋の場合の如く其の活荷重が等布荷重なるか或は集中荷重にしても簡單なる場合に使用して非常に便利である，電車荷重を採用する場合には多く其の當量等布荷重を使用するを

以て論する迄もないが道路構造に關する細則第二十七條により自動車荷重を集中荷重として取扱ふ場合には其の活荷重の載荷狀態は第393圖の如くになる（第一卷 § 23 參照）。

斯る際例へば DF の最大應力を求めんとするには影響線の頂點に集中荷重の內大なるもの (P_1) を載荷し自動車の方向により小なる集中荷重 (P_2) の位置を求め，且つ自動車の前後左右に群衆荷重を載荷する，然る時は DF の最大應力は

第 3 9 3 圖



$$\left.\begin{array}{ll}\text{甲圖に於て} & \dot{P}_1\times\eta_1+P_2\times\eta_2+p_1\times(\triangle ass'+\triangle btt')+p_2\times(ss't't) \\ \text{乙圖に於て} & P_1\times\eta_1+P_2\times\eta_2+p_1\times(\triangle att'+\triangle bss')+p_2\times(ts's's)\end{array}\right\} \cdots\cdots(174)$$

の兩者の內大なる方を以て表す事が出來る。

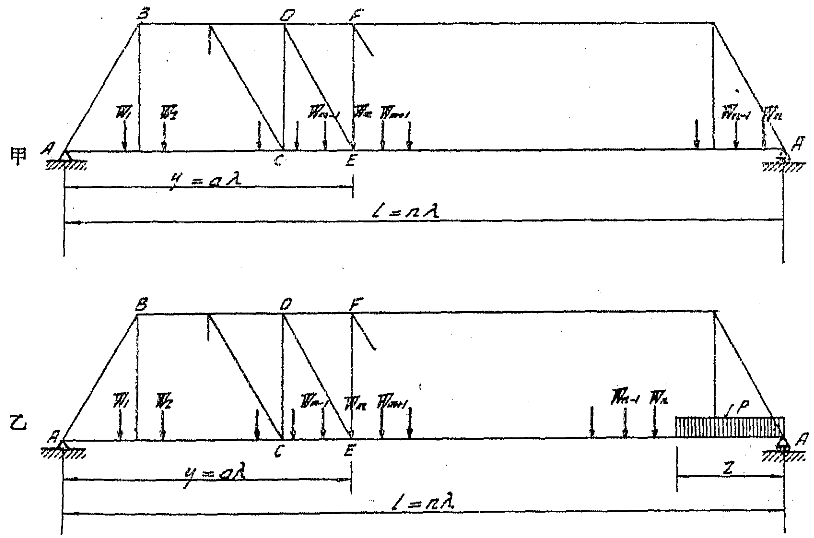
尙 CE の最大應力及 EF の最大．最小應力も其の影響線に依り同樣に求める事が出來る。

第 5 節 數多の集中荷重に依る最大應力.

§ 79. 直弦構の場合.

(a) **弦材** 弦材に生ずる應力は (128) 式及 (129) 式により其の弦材に對する他の弦材の格點の廻りの外力に因る彎曲率を構高を以て除したるものなるを以て第394圖に示すが如き垂直材を有する構橋に於ては $M_C=M_D$ $M_E=M_F$ にして格點の彎曲率は兩弦共單桁の場合と何等異る處がな

第 3 9 4 圖



い，故に數多の集中荷重に因る最大應力の條件も同一である（第一卷§23參照），乃ち任意の弦材 DF の最大應力を生ず可き載荷條件は集中荷重の一つ W_m が E 格點の上にあり且

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{\sum_1^{m-1}W}{y} \leqq \dfrac{\sum_1^{n}W}{l} \leqq \dfrac{\sum_1^{m}W}{y} \\[2ex] \dfrac{\sum_1^{m-1}W}{y} \leqq \dfrac{\sum_1^{n}W+pz}{l} \leqq \dfrac{\sum_1^{m}W}{y} \end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots (175)$$

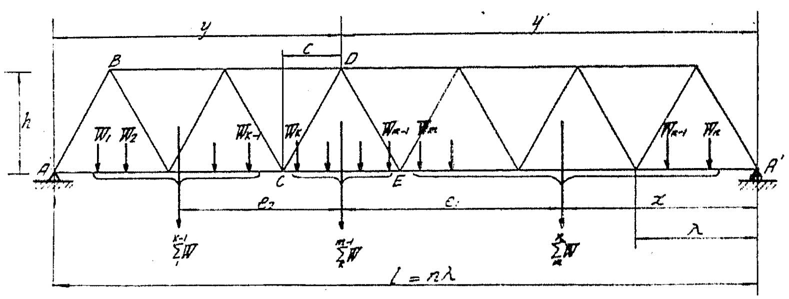
なる條件を滿足した場合である。

たゞ**ストレーベン構**（例へばワーレン構）に於て兩弦材の格點が一致しない場合に下弦材の最大應力を生ずる載荷條件が多少異るのである，乃ち第395圖に於て任意の下弦材 CE の應力は

$$\overline{CD}=\frac{M_D}{h}$$

である，而して

第　3　9　5　圖



$\sum_1^{k-1}W$……AC 間の荷重の總和.

$\sum_k^{m-1}W$……CE 間の荷重の總和.

$\sum_m^{n}W$……EA' 間の荷重の總和.

とすれば

$$R_a=\frac{\sum_1^{k-1}W(e_2+e_1+x)+\sum_k^{m-1}W(e_1+x)+\sum_m^{n}W\times x}{l}$$

$$M_D=R_a y-\sum_1^{k-1}W(e_2+e_1+x-y')-\sum_k^{m-1}W$$
$$\times\left[\frac{\lambda-(y'+c-e_1-x)}{\lambda}\right]\times c$$

$\dfrac{dM_D}{dx}=0$ に依り M_D 最大値の條件を求める時

$$\frac{\sum_1^{n}W}{l}=\frac{\sum_1^{k-1}W+\frac{c}{\lambda}\sum_k^{m-1}W}{y}\cdots\cdots\cdots\cdots(176a)$$

多くの場合 $c=\dfrac{\lambda}{2}$ なるを以て

$$\frac{\sum_1^{n}W}{l}=\frac{\sum_1^{k-1}W+\frac{1}{2}\sum_k^{m-1}W}{y}\cdots\cdots\cdots\cdots(176b)$$

となる，實際に於て此の條件を利用する際には C 點或 E 點（C 點と假定す）上に一つ集中荷重（假令ば W_k）を置き

$$\frac{\sum_1^{k-1}W+\frac{c}{\lambda}\sum_k^{m-1}W}{y}\leqq\frac{\sum_1^{n}W}{l}\leqq\frac{\sum_1^{k}W+\frac{c}{\lambda}\sum_{k+1}^{m-1}W}{y}\cdots\cdots(177)$$

なる條件を滿足するや否やを檢する，而して滿足したる場合が最大應力を生ずべき荷重狀態なるを以て斯る荷重狀態に於ける M_C 及 M_E を計算し C 點より E 點迄の彎曲率の變化を直線と假定し

$$M_D=M_C+(M_E-M_C)\frac{c}{\lambda}\cdots\cdots\cdots\cdots(178a)$$

$c=\dfrac{\lambda}{2}$ なる時は

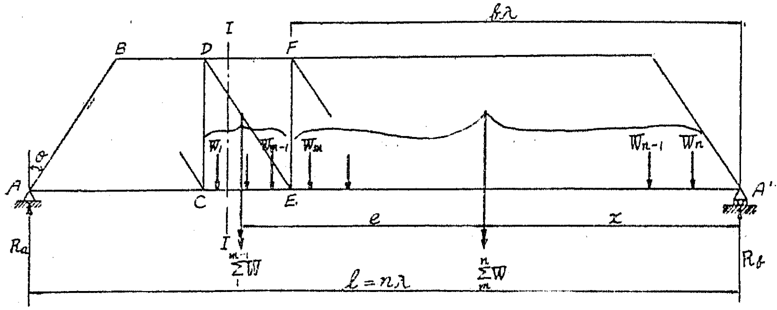
$$M_D=\frac{M_E+M_C}{2}\cdots\cdots\cdots\cdots(178b)$$

(178) 式を以て M_D の最大値を計算し構高を以て之を除して CD の最大應力を求めるのである。

(b) **腹材.** 任意の腹材 DE に生ずる應力は第396圖に於て斷面 $I-I$ の剪力に $\sec\theta$ を乘じたものであるが故に其の最大應力は斷面 $I-I$ の剪力の最大なる場合である，而して CE 格間に載荷せる荷重は間接荷重として $I-I$ 斷面に對しては一部 C 格點に作用して負なる剪力を生ずると共に一部 E 格點に作用して正なる剪力を生ずる。

今斷面 $I-I$ の剪力を最大とする條件を求める.

第　3　9　6　圖



$\sum_1^{m-1}W$……CE 間の荷重の總和.

$\sum_m^{n}W$……EA' 間の荷重の總和.

x 及 $x+e$ は A' 點より $\sum_m^n W$ 及 $\sum_1^{m-1}W$ の重心迄の距離とする，然る時は

$$R_a=\frac{\sum_1^{m-1}W(e+x)+\sum_m^n W.x}{l}$$

$$S_{I-I}(\text{斷面 } I-I \text{ の剪力})=R_a-\frac{\sum_1^{m-1}W(e+x-b\lambda)}{\lambda}$$

である，$\dfrac{dS_{I-I}}{dx}=0$ に依り S_{I-I} の最大値の條件を求める時は

$$\frac{\sum_1^n W}{l}=\frac{\sum_1^{m-1}W}{\lambda}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(179a)$$

得る，而して實際に於ては一つの荷重 W_m を E 格點に載荷し

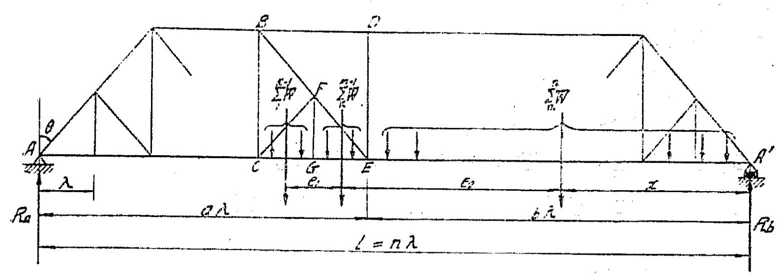
$$\frac{\sum_1^{m-1}W}{\lambda}\leqq\frac{\sum_1^n W}{l}\leqq\frac{\sum_1^m W}{\lambda}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(179b)$$

なる條件を滿足するか否かを檢査する。

列車荷重の場合に於ては第一車輪或は第二車輪（稀には第三車輪）を E 點に載荷した場合に腹材の應力が最大となる。

第397圖の**バルチモア構**に於て任意の對角材 BE の內 FE は**プラット構**の對角材と同一であるが BF の部分は副三角構の影響を受けるを以て此の部材の最大應力を惹起する條件を求める。

第　3　9　7　圖



今 $\sum_1^{k-1}W$……CG 間に作用する荷重の總和.

$\sum_k^{m-1}W$……GE 間に作用する荷重の總和.

$\sum_m^{n}W$……EA' 間に作用する荷重の總和.

とし A' 點より是等の荷重系の重心迄の距離を各 e_1+e_2+x, e_2+x 及 x とすれば

$$R_a=\frac{e_1+e_2+x}{l}\sum_1^{k-1}W+\frac{e_2+x}{l}\sum_k^{m-1}W+\frac{x}{l}\sum_m^n W$$

である，又 $\sum_1^{k-1}W$ 及 $\sum_k^{m-1}W$ に依る C 及 G 格點の格點荷重は各

C 格點荷重……$\dfrac{(e_1+e_2+x)-(b+1)\lambda}{\lambda}\sum_1^{k-1}W$

G 格點荷重……$\dfrac{(b+2)\lambda-(e_1+e_2+x)}{\lambda}\sum_1^{k-1}W+\dfrac{e_2+x-b\lambda}{\lambda}\sum_k^{m-1}W$

である，故に

$$\overline{CF}=-\frac{\overline{EG}}{2}\sec\theta=-\frac{1}{2}\Big[\frac{(b+2)\lambda-(e_1+e_2+x)}{\lambda}\sum_1^{k-1}W+\frac{e_2+x-b\lambda}{\lambda}\sum_k^{m-1}W\Big]\sec\theta$$

なるを以て

$$\overline{BF}=+\Big\{R_a-\frac{(e_2+e_1+x)-(b+1)\lambda}{\lambda}\sum_1^{k-1}W-\frac{1}{2}\Big[\frac{(b+2)\lambda-(e_1+e_2+x)}{\lambda}\sum_1^{k-1}W+\frac{e_2+x-b\lambda}{\lambda}\sum_k^{m-1}W\Big]\Big\}\sec\theta\cdots(180)$$

である，(180) 式に依り $\overline{BF}$ の最大値に對する條件は

$$\frac{\sum_1^{n}W}{l}=\frac{\sum_1^{m-1}W}{2\lambda}\cdots\cdots(181\text{a})$$

となる，故に前同樣實際に (180) 式を使用する場合には任意の荷重 W_m を E 格點に載せ

$$\frac{\sum_1^{m-1}W}{2\lambda}\gtreqless\frac{\sum_1^{n}W}{l}\leqq\frac{\sum_1^{m}W}{2\lambda}\cdots\cdots(181\text{b})$$

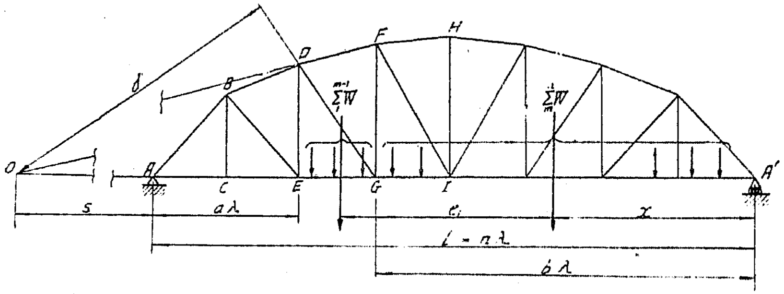
なる條件を滿足するか否かを檢査するのである。

又同樣にして垂直材に對する條件をも求める事が出來る。

§ 80. 曲弦構の場合.

(a) **弦材**. 弦材の最大應力に對する條件は或格點の彎曲率を最大にする條件なるが故直弦構の場合と同一である。

第 3 9 8 圖



(b) **腹材**. 第 398 圖に於て任意の腹材 DG の應力は(130)式に依り O 點の彎曲率を d にて除した値である，故に M_0 の最大値の條件を求める。

然る時は前同樣にして

$$\frac{\sum_1^{n}W}{l}=\frac{\sum_1^{m-1}W}{\lambda}\Big(1+\frac{a\lambda}{s}\Big)\cdots\cdots(182\text{a})$$

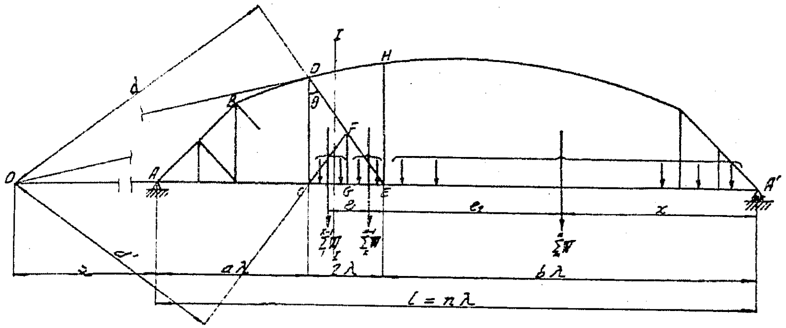
を得る，故に一つの荷重 W_m を G 格點上に載荷し

$$\frac{\sum_1^{m-1}W}{\lambda}\Big(1+\frac{a\lambda}{s}\Big)\gtreqless\frac{\sum_1^{n}W}{l}\leqq\frac{\sum_1^{m}W}{\lambda}\Big(1+\frac{a\lambda}{s}\Big)\cdots\cdots(182\text{b})$$

なる條件を檢査する。

尙第 399 圖のペチット桁に於て任意の對角材 DE の內副三角構の影響

第 3 9 9 圖



を受ける DF の最大應力を生ずべき條件を求める

$$R_a=\frac{\sum_1^{k-1}W(e_1+e_2+x)+\sum_k^{m-1}W(e_2+x)+\sum_m^{n}W.x}{l}$$

$\sum_1^{k-1}W$ 及 $\sum_k^{m-1}W$ に依る C 及 G 點の格點荷重は各

C 點の格點荷重……$\frac{e_1+e_2+x-(b-1)\lambda}{\lambda}\sum_1^{k-1}W$

G 點の格點荷重……$\frac{(b+2)\lambda-e_1-e_2-x}{\lambda}\sum_1^{k-1}W+\frac{e_2+x-b\lambda}{\lambda}\sum_k^{m-1}W$

である，故に

$$\overline{CF}=-\frac{\overline{FG}}{2}\sec\theta=-\frac{1}{2}\Big\{\frac{(b+2)\lambda-(e_1+e_2+x)}{\lambda}\sum_1^{k-1}W+\frac{e_2+x-b\lambda}{\lambda}\sum_k^{m-1}W\Big\}\sec\theta$$

である，斷面 $I-I$ に於て $\Sigma M_0=0$ を適用して

$$\Sigma M_0=-R_a\times s+\overline{DF}\times d+\frac{e_1+_2+x-(b-1)\lambda}{\lambda}\sum_1^{k-1}W\times(a\lambda+s)+\overline{CF}\times d'=0$$

$$\overline{DF}=\frac{1}{d}\left[R_a\times s-\frac{e_1+e_2+x-(b-1)\lambda}{\lambda}\sum_1^{k-1}W\times(a\lambda+s)-\overline{CF}\times d'\right]$$

となる，故に $\frac{d\overline{DF}}{dx}=0$ に依りて條件を求める時は

$$\frac{\sum_1^{n}W}{l}=\frac{\sum_1^{m-1}W}{2\lambda}\left(1+\frac{a\lambda}{s}\right)\cdots\cdots\cdots\cdots(183a)$$

を得，實際に於ては W_m を E 點上に載荷し

$$\frac{\sum_1^{m-1}W}{2\lambda}\left(1+\frac{a\lambda}{s}\right)\leqq\frac{\sum_1^{n}W}{l}\lesseqgtr\frac{\sum_1^{m}W}{2\lambda}\left(1+\frac{a\lambda}{s}\right)\cdots\cdots(183b)$$

なる條件を検査する事は前述の場合と同様である。

第 6 節　風壓及其他の荷重に依る應力

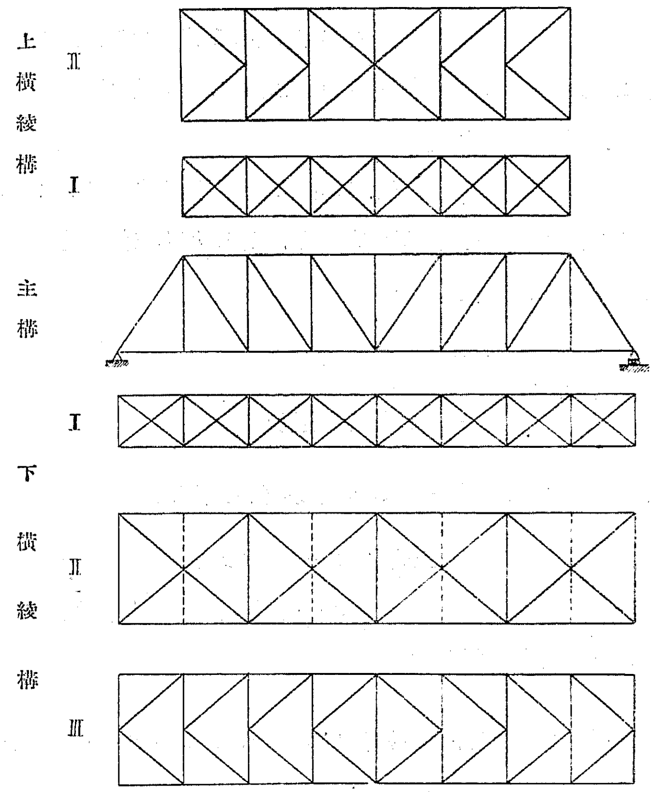
§ 81.　直弦構の横綾構 Lateral bracing for parallel chord truss.

構橋の横綾構は上弦及下弦共に設けるのを原則とする，而して相互の上弦間に設けられたものを**上横綾構（上横構）** Upper lateral bracing 相互の下弦間に設けられたものを**下横綾構（下横構）** Lowr lateral bracing と稱す（第一卷 § 58 參照)。

横綾構の形は主構の形及其の大さに依つて異る，殊に主構相互の間隔，乃ち橋梁の幅員により横綾構の型式の撰擇は其の設計細目に非常に影響するものである，鐵道橋及公道橋共に第 400 圖 I に示すが如く一對の對角材及格點相互を結ぶ垂直材より成るものが最も多い。

綾構に作用する風壓及地震荷重は第一卷 § 14 及 § 17 に詳述せられ之が應力計算に於ては一對の對角材の内一本は不要のものと見做し若し構造上對角材を抗張材とする時はプラツト構．抗壓材とする時はハウ構と假定

第　4　0　0　圖



せられる，勿論其の無視せられた一方の對角材も反對側より風壓及地震荷重が作用する際役立つものて永久に無視せられる譯では決してない（第一卷 § 58 參照及附錄道路構造に關する細則第二十二條、鋼鐵道橋設計示方書第七條及耐震計算參照)。

第 400 圖下横綾構 II は幅員大なる橋梁に於て屢々採用せられる綾構で主構の格點一つ置きに横綾構の格點となしたるものである，又上横綾構 II 及下横綾構 III も亦幅員大なる場合に採用せられる K 型の綾構である。

尙小なる構橋に於て橋上の空間（第一卷 § 7 參照）等の關係より上横綾構を設けられない場合には往々上横綾構を省略する事がある，斯る構橋を**矮構** Pony truss と稱す，勿論已むを得ざる時のみ使用せられ且つ各格點の垂直材に添うて結構の外側に**控柱** Stay を取付けて上弦の格點に作用する横荷重を下横構に傳達する。

綾構の應力の求め方は構の計算なるが故に更めて說明する必要はない。又部材決定に際して鋼鐵道橋設計示方書第十二條、第十三條及道路構造に關する細則第三十三條に依り

抗壓材に對しては $\left\{\begin{array}{l}\dfrac{l}{r}<120 \text{（鐵道橋）}\\[2mm] \dfrac{l}{r}<150 \text{（公道橋）}\end{array}\right.$

抗張材に對しては $\dfrac{l}{r}<200$（鐵道橋及公道橋）

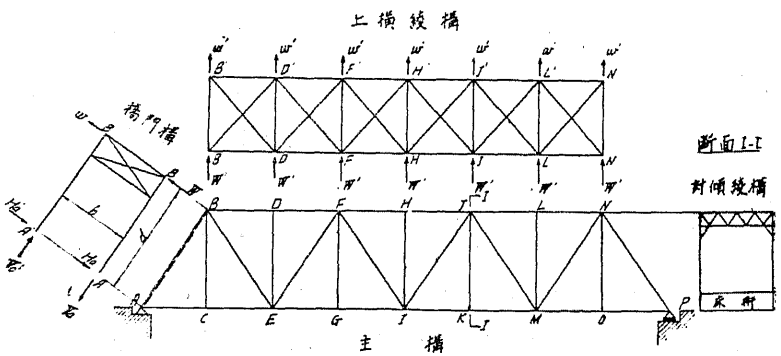
上式中 l……部材の長.

r……部材斷面の最小環動半徑.

を遵守する事は鈑桁橋の場合と同樣である。

§ 82. 直弦構の橋門構及對傾綾構 Portal bracing and Sway bracing.

第 4 0 1 圖



(a) **下路橋.**

第 401 圖に示す構橋に於て下横綾構に作用する横荷重は直接支承に傳へられるけれども上横綾構に作用する横荷重は端柱に依つて支承に傳へられるより外に道がない，故に端柱相互に相當なる橋門構を必要とする。

今上横綾構の格點横荷重を風上に於て W' 風下に於て w' とする（多くの場合對傾綾構により W' と w' とは相等しいと假定する），然る時は上横構に依り橋門構に集中する荷重は

$$\left.\begin{array}{l}W=3\dfrac{1}{2}W'+2\dfrac{1}{2}w'\\[2mm] w=w'\end{array}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(184)$$

である，而して支點 A 及 A' を鉸と假定する時は

$$\left.\begin{array}{l}H_a+H_a'=W+w\\[1mm] V_a=V_a'\\[1mm] V_a=\dfrac{(W+w)d}{b}\end{array}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(185)$$

なる條件が得られる，更に多くの場合

$$H_a=H_a' \cdots\cdots\cdots\cdots(186)$$

なる假定を設けて A 及 A' の反力を

$$\left.\begin{array}{l}V_a=V_a'=V=\dfrac{(W+w)d}{b}\\[2mm] H_a=H_a'=\dfrac{W+w}{2}\end{array}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(187)$$

として計算せられる。

以下橋門橋の種類により部材の應力を求める。

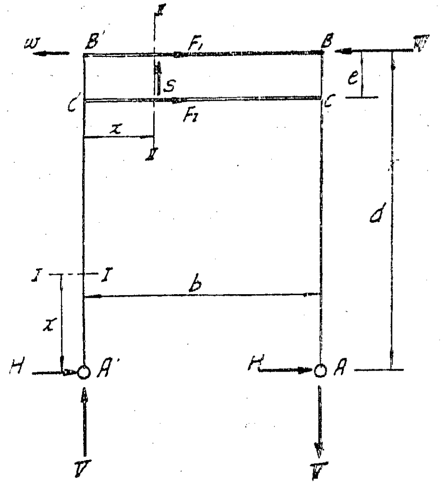
（イ）**鈑桁橋門構** Plate girder portal.（第 402 圖）

端柱の軸應力 $=\pm V=\pm\dfrac{(W+w)d}{b}$

端柱の剪力 $=H=\dfrac{W+w}{2}$

端柱の彎曲率 $=Hx=\dfrac{W+w}{2}\times x$

第 4 0 2 圖



鈑桁 $B'C'CB$ の上突緣の應力を F_1 下突緣の應力を F_2 腹鈑の剪力を S とすれば

$$-Hd+Vx-F_2e=0$$

$$\therefore\ F_2=\frac{-Hd+Vx}{e}=-\frac{(W+w)d}{e}\left(\frac{1}{2}-\frac{x}{b}\right)$$

$$-H(d-e)+Vx+(F_1-w)e=0$$

$$\therefore\ F_1=\frac{H(d-e)-Vx}{e}-w=\frac{(W+w)d}{e}\left(\frac{1}{2}-\frac{x}{b}\right)-\frac{W-w}{2}$$

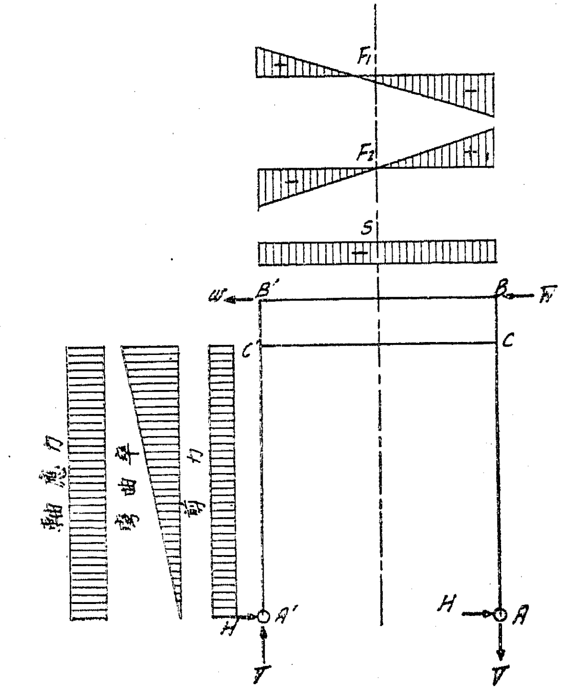
$$S=-V=-\frac{(W+w)d}{b}$$

以上の結果を圖示すると第 403 圖の如き結果となる。

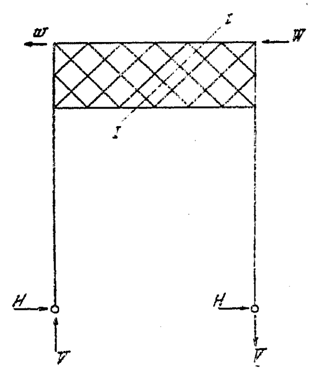
（ロ） 格子橋門構 Lattice portal bracing.

格子橋門構の計算は之を簡略に行ひ鈑桁橋門構と同様に取扱うのである，乃ち彎曲率は上下の突緣材にて、剪力は格子材にて抵抗するものと假定する，突緣材の計算は鈑桁橋門と同一である，格子材の應力を計算するには第 404 圖に於て斷面 $I-I$ にて切斷される斜材の數を n とすれば一

第 4 0 3 圖



第 4 0 4 圖



つの斜材に生ずる應力 S は

$$S=\frac{V\sec\theta}{n}$$

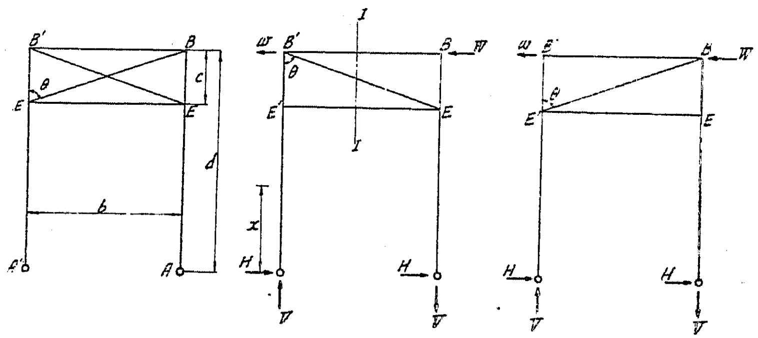
上式中 θ…格子材の傾斜角．である。

（ハ） 筋違を有する橋門構 Portal with diagonal bracing.

第 405 圖甲に示すものは最も簡單なる橋門構である，斯る橋門構の計算は斜材を抗張材と假定するか（乙圖）或は抗壓材と假定するか（丙圖）に依り一方の斜材を省略

するのである，今斜材を抗張材と假定した場合の計算を示す。

第 4 0 5 圖



$$V=\frac{(W+w)d}{b}$$

$$H=\frac{W+w}{2}$$

軸應力.

BB':— 斷面 $I-I$ に於て $\Sigma M_E=0$ を適用し

$$-H(d-c)+Vb-wc+\overline{BB'}\times c=0$$

$$\overline{BB'}=\frac{H(d-c)-Vb+wc}{c}=-(W+w)\frac{1+n}{n}+w$$

上式中 $c=nd$

$B'E$:— 斷面 $I-I$ に於て $\Sigma V=0$ を適用し

$$V-\overline{B'E}\cos\theta=0$$

$$\overline{B'E}=V\sec\theta=\frac{(W+w)d}{b}\sec\theta$$

EE':— 同樣に $\Sigma M_{E'}=0$ に依り

$$M_{E'}=-Hd-\overline{EE'}\times c=0$$

$$\overline{EE'}=-\frac{(W+w)}{2}\frac{d}{c}=-\frac{(W+w)}{2n}$$

$A'B'$:— $\overline{A'B'}=-V=-\frac{(W+w)d}{b}$

AE:— $\overline{AE}=+V=\frac{(W+w)d}{b}$

BE:— $\overline{BE}=0$

彎曲率.

$A'B'$ 及 AB:— 端柱 $A'B'$ に於て A' より任意の距離 x にある點に生ずる彎曲率 m とすれば $A'E'$ 間に於て

$$m=Hx=\frac{W+w}{2}x$$

である，E' 點で最大となり

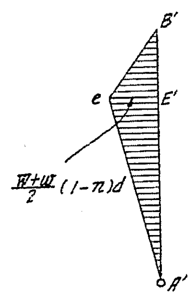
$$m_{E'}=\frac{W+w}{2}(1-n)d$$

である，又 $\overline{B'E'}$ 間に於ては

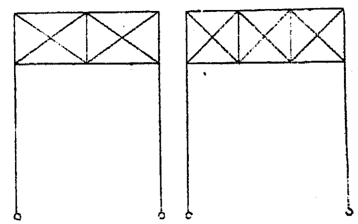
$$m=Hx-EE'(x-d-c)=\frac{W+w}{2}x-\frac{W+w}{2n}\{x-(1-n)d\}$$

であり，第 406 圖に示す如き彎曲率の影響を受ける。

第 4 0 6 圖



第 4 0 7 圖



第 407 圖に示す橋門構は幅員大なる橋梁に使用し斜材を抗張材と假定するか抗壓材と假定するかに依つて一方の斜材を省略し前同樣に部材應力を計算する（第 408 圖參照)。

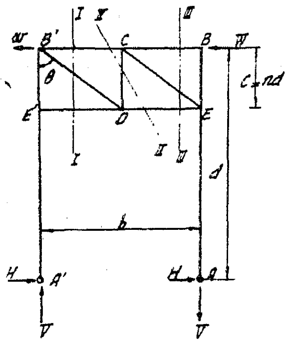
$$V=\frac{(W+w)d}{b},\quad H=\frac{W+w}{2}$$

軸應力.

$B'C$:— 斷面 $I-I$ に於て $\Sigma M_D=0$ を適用し

$$\Sigma M_D=V\frac{b}{2}-H(d-c)-w.c+\overline{B'C}\times c=0$$

第 4 0 8 圖



$$\overline{B'C}=-\frac{W-w}{2}$$

$E'D$:— 斷面 $I-I$ に於て $\Sigma M_{B'}=0$ を適用して

$$\Sigma M_{B'}=-Hd-\overline{E'D}\times c=0$$

$$\overline{E'D}=-\frac{W+w}{2n}$$

$B'D$:— 斷面 $I-I$ に於て $\Sigma V=0$ を適用して

$$\Sigma V=V-\overline{B'D}\cos\theta=0$$

$$\overline{B'D}=\frac{(W+\omega)d}{b}\sec\theta$$

CD:— 斷面 $II-II$ に於て $\Sigma V=0$ を適用して

$$\Sigma V=V+\overline{CD}=0$$

$$\overline{CD}=-V=-\frac{(W+w)d}{b}$$

CB:— 斷面 $III-III$ に於て $\Sigma M_E=0$ を適用して

$$\Sigma M_E=Vb-H(d-c)-w.c.+\overline{CB}\times c=0$$

$$\overline{CB}=-\frac{(W+w)}{2n}(1+n)+w$$

CE:— 斷面 $III-III$ に於て $\Sigma V=0$ を適用して

$$\Sigma V=V-\overline{CE}\cos\theta=0$$

$$\overline{CE}=\frac{(W+w)d}{b}\sec\theta$$

DE:— 斷面 $III-III$ に於て $\Sigma M_C=0$ を適用して

$$\Sigma M_C=V\frac{b}{2}-H.d.-\overline{DE}\times c=0$$

$$\overline{DE}=0$$

BE — $\overline{BE}=0$

AE:— $\overline{AE}=+V=+\frac{(W+w)d}{b}$

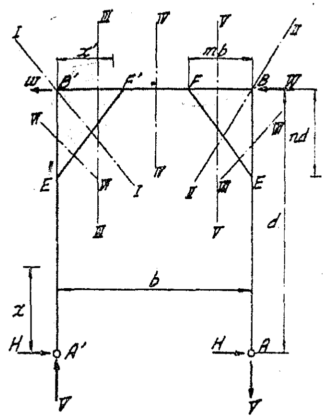
$A'B'$:— $\overline{A'E'}=-V=-\frac{(W+w)d}{b}=\overline{B'E'}$

彎曲率　第406圖と同一結果である。

(二) 隅控を有する橋門構 Portal with knee braces.

橋構の高さが低い爲に完全なる橋門構を設ける事が出來ない場合に用ひるものであつて木構橋の橋門構は殆ど之れである。

第 4 0 9 圖



$$V=\frac{(W+w)d}{b},\quad H=\frac{W+w}{2}$$

軸應力.

$E'F'$:— 斷面 $I-I$ に於て $\Sigma M_{B'}=0$ を適用し

$$\Sigma M_B'=-Hd-\overline{E'F'}\times nd\sin\theta=0$$

$$\overline{E'F'}=-\frac{(W+w)}{2n}\frac{1}{\sin\theta}\quad(\text{壓力})$$

EF:— 斷面 $II-II$ に於て $\Sigma M_B=0$ を適用し

$$\Sigma M_B=H.d-\overline{EF}\times nd\sin\theta=0$$

$$EF=+\frac{(W+w)}{2n}\frac{1}{\sin\theta}\quad(\text{脹力})$$

$B'F'$:— 斷面 $III-III$ に於て $\Sigma H=0$ を適用し

$$\Sigma H=H-\overline{E'F'}\sin\theta+\overline{B'F'}-w=0$$

$$\overline{B'F'}=\frac{W+w}{2}\frac{1-n}{n}+w\quad(\text{張力})$$

FF'.— 斷面 $IV-IV$ に於て $\Sigma H=0$ を適用し

$$\Sigma H=H-w+\overline{FF'}=0$$

$$\overline{FF'}=-\frac{W-w}{2}\quad(\text{壓力})$$

BF:— 斷面 $V-V$ に於て $\Sigma H=0$ を適用し

$$\Sigma H=H-W.-BF-EF\sin\theta=0$$

$$\overline{BF}=-\left(\frac{W+w}{2}\frac{1-n}{n}+W\right)\quad(\text{壓力})$$

$B'E'$:— 斷面 $VI-VI$ に於て $\Sigma V=0$ を適用し

$$\Sigma V=V+\overline{B'E'}+\overline{E'F'}\cos\theta=0$$

$$-\overline{B'E'}=\frac{(W+w)d}{b}-\frac{(W+w)}{2}\frac{1}{n\sin\theta}\cos\theta$$

$$=+\frac{(W+w)d}{b}\left(\frac{1}{2m}-1\right)\quad（張力）\qquad \because\ m<0.5$$

EB:— 斷面 Ⅶ—Ⅶ に於て

$$\Sigma V=-V+\overline{BE}+\overline{EF}\cos\theta=0$$

$$\overline{BE}=\frac{(W+w)d}{b}-\frac{(W+w)}{2}\frac{1}{n\tan\theta}=-\frac{(W+w)d}{b}\left(\frac{1}{2m}-1\right)$$

（壓力）

$A'E'$:— $\overline{A'E'}=-V=-\dfrac{(W+w)}{b}d$

AE:— $\overline{AE}=+V=+\dfrac{(W+w)}{b}d$

彎曲率.

$A'B'$ 及 AB:—

$A'E'$ 及 AE の部分に對しては

$$M_x=H\times x=\frac{W+w}{2}x$$

にして E' 及 E 點に於て最大となる，乃ち

$$M_{E'}=M_E=\frac{W+w}{2}(1-n)d$$

である，又 $B'E'$ 及 BE の部分に對しては

$$M_x=Hx+\overline{E'F'}\sin\theta\times[x-(1-n)d]\qquad(B'E')$$

$$M_x=H_x-\overline{EF}\sin\theta\times[x-(1-n)d]\qquad(BE)$$

である，而して $\overline{E'F'}$ 及 $\overline{EF}$ を挿入する時は共に

$$M_x=\frac{W+\omega}{2}x-\frac{W+\omega}{2}\frac{[x-(1-n)d]}{n}$$

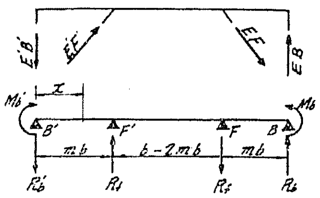
$$M_{E'}=M_E=\frac{W+\omega}{2}(1+n)d$$

$$M_{B'}=M_B=0$$

となり，第 411 圖に示す彎曲率圖を得る。

次に $B'B$ なる支柱も B' F' F 及 B にて支へられる連續桁として彎曲率の作用を受ける，曩に求められた各部材の應力よりして $B'B$ を連續桁としたる時の各支承の反力は

第 4 1 0 圖



$$R_b'=\overline{E'B'}=\frac{(W+\omega)d}{b}\left(\frac{1}{2m}-1\right)$$

$$R_f'=\overline{E'F'}\cos\theta=\frac{(W+\omega)}{2n}\cot\theta$$

$$R_f=\overline{EF}\cos\theta=\frac{(W+\omega)}{2n}\cot\theta$$

$$R_b=\overline{EB}=\frac{(W+\omega)d}{b}\left(\frac{1}{2m}-1\right)$$

$$M_b'=M_b=-Hd+\overline{E'F}\sin\theta\times nd=0$$

である而して B' 點より x 距離に於ける彎曲率を M_x とすれば

$0<x<mb$ なる時

$$M_x=M_b'-R_b'\times x=-\frac{(W+\omega)d}{b}\left(\frac{1}{2m}-1\right)x$$

$$M_{B'}=0$$

$$M_{F'}=-(W+\omega)d\left(\frac{1}{2}-m\right)$$

$mb<x<b(1-m)$ なる時

$$M_x=M_b'-R_b'x+R_f'(x-mb)=-\frac{(W+\omega)d}{2b}(b-2x)$$

$$\therefore\ M_{F'}=-(W+\omega)d\left(\frac{1}{2}-m\right)$$

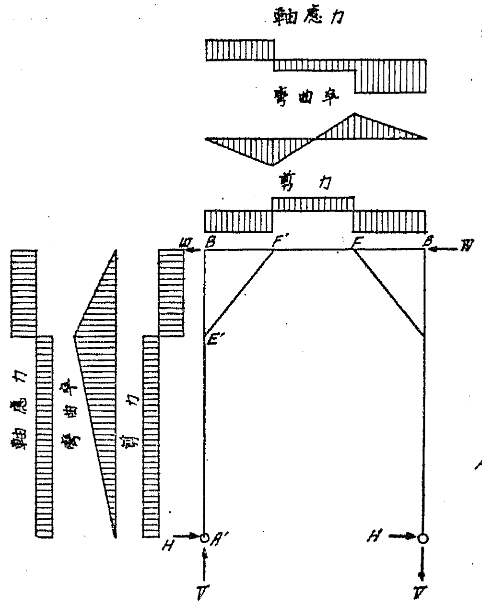
$$M_{\frac{b}{2}}=0$$

$$M_F=(W+\omega)d\left(\frac{1}{2}-m\right)$$

故に BB' の彎曲率圖は第 411 圖の如くなる。

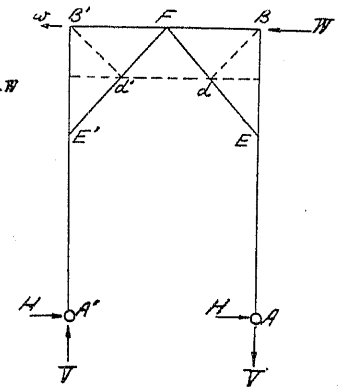
第 411 圖にて知る如く支柱 $B'B$ の中央に於て彎曲率は零である，故に第412圖に示すが如く隅控の交點を支柱の中央にやる時は $B'B$ の支柱は軸應力のみの影響を受けて彎曲率及剪力の影響を受けない事となる，實際には外觀及隅控を補强する目的の爲點線の如き部材を挿入する，而して應力

第 4 1 1 圖

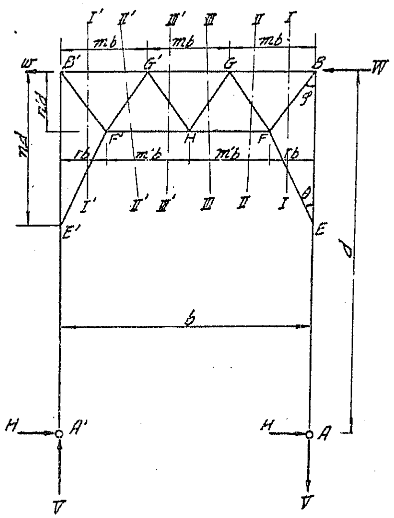


の求め方は前述の場合と何等異らない。

第 4 1 2 圖



第 4 1 3 圖



(ホ) 綾構及隅控を有する橋門構

Portal with frame and knee bracing.

該橋門構は構高及幅員共に大なる構橋に使用せられる，隅控 GFE 及 $G'F'E'$ は必ずしも一直線とせず頭空の許す限り E 點及 E' 點を低下する。

$$H=\frac{W+w}{2}$$

$$V=\frac{(W+w)d}{b}$$

$$\tan\theta=\frac{rb}{(n-n')d}$$

軸應力.

$E'F'$:— 斷面 $I'-I'$. $\Sigma M_{B'}=-Hd-\overline{E'F'}\times nd\sin\theta=0$

$$\overline{E'F'}=-\frac{W+w}{2}\,\frac{1}{n\sin\theta}$$

$B'G'$:— 斷面 $I'-I'$.

$$\Sigma M_{F'}=-(1-n')d+V\times rb-w\times n'd+\overline{B'G'}\times n'd=0$$

$$\overline{B'G'}=\frac{W+w}{2n}(1-n'-2r)+w$$

$B'F'$:— 斷面 $I'-I'$. $\Sigma V=V+\overline{E'F'}\cos\theta-\overline{B'F'}\cos\varphi=0$

$$\overline{B'F'}=\frac{(W+w)d}{2b}\left(2-\frac{n-n'}{nr}\right)\sec\varphi$$

$F'G'$:— 斷面 $II'-II'$. $\Sigma V=V+\overline{F'G'}\cos\varphi=0$

$$\overline{F'G'}=-\frac{(W+w)d}{b}\sec\varphi$$

$F'H$:— 斷面 $II'-II'$. $\Sigma M_{G'}=Hd-\overline{F'H}\times n'd+V\times mb=0$

$$\overline{F'H}=-\frac{W+w}{2n'}(1-2m)$$

$G'H$:— 斷面 $III'-III'$. $\Sigma V=V-\overline{HG'}\cos\varphi=0$

$$\overline{HG'}=-\frac{(W+w)d}{b}\sec\varphi$$

GG':— 斷面 $III'-III'$.

$$\Sigma M_H=-Hd(1-n')+V(r+m')b-w\times n'd+\overline{G'G}\times n'd=0$$

$$\overline{GG'}=\frac{W+w}{2n'}(1-n'-2r-2m')+w$$

EF:— 斷面 $I-I$. $\Sigma M_B=-H.d+\overline{EF}\times nd\sin\theta=0$

$$\overline{EF}=\frac{W+w}{2}\,\frac{1}{n\sin\theta}$$

BG:— 斷面 $I-I$. $\Sigma M_F=-Hd(1-n')+V\times rb-W.n'd-\overline{BG}\times n'd=0$

$$\overline{BG}=-\frac{W+w}{2n'}(1-n'-2r)-W$$

BF:— 斷面 $I-I$. $\Sigma V=-V+\overline{BF}\cos\varphi+\overline{EF}\cos\theta=0$

$$\overline{BF}=-\frac{(W+w)d}{2b}\left[2-\frac{n-n'}{nr}\right]\sec\varphi$$

FG:— 斷面 $II-II$ $\Sigma V=-V+\overline{FG}\cos\varphi=0$

$$\overline{FG}=\frac{(W+w)d}{b}\sec\varphi$$

HF:— 斷面 II—II $\Sigma M_G=-Hd+V.mb+\overline{FH}\times nd=0$

$$\overline{FH}=\frac{W+w}{2n'}(1-2m)$$

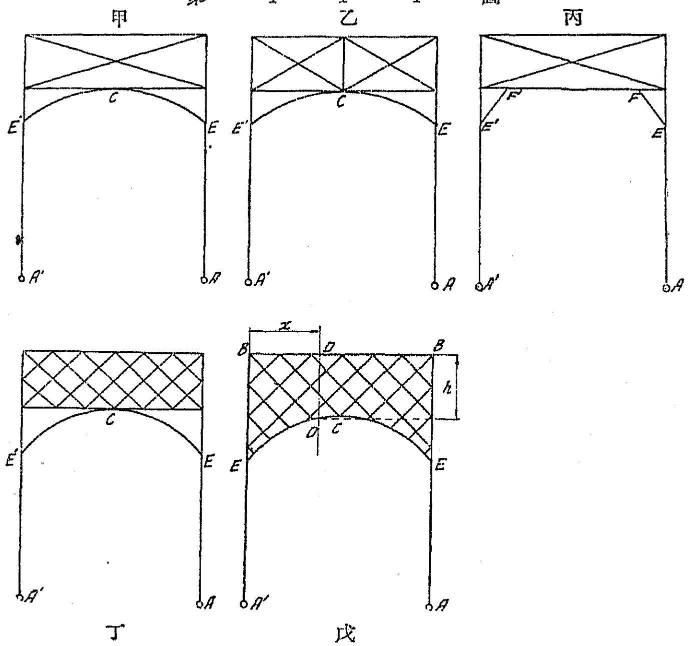
HG:— 斷面 III—III. $\Sigma V=-V-\overline{HG}\cos\varphi=0$

$$\overline{HG}=-\frac{W+w}{b}d\sec\varphi$$

更に端柱の彎曲率及剪力に對して隅控橋門構と同一である。

以上列記した橋門構に於て端柱は横荷重に依り軸應力以外に彎曲率及剪力の作用を受ける，而も剪力の影響は小であつて往々省略せられるけれども彎曲率の影響は相當大なるものであつて之が爲に斷面を增大する必要を生ずる事がある，又横荷重に依る部材の軸は部材の垂直軸であつて垂直荷重に依る軸とは全然異るものである，故に此の彎曲率の値を成可く小にすることは端柱の設計上肝要なる事である。

第 4 1 4 圖



故に實際に於ては往々第 414 圖甲. 乙. 丙及丁に示すが如き曲線弧 ECE' 或隅控 EF 及 $E'F'$ を挿入し彎曲率の腕の長を減小することがある。

戊圖の如き場合には

D 及 D' に生ずる外力に因る彎曲率を m 及 m' とすれば

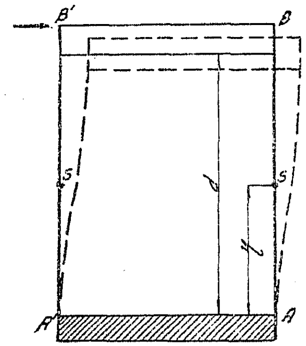
D 點に於て BB' に生ずる應力$=+\frac{m'}{h}$

D' 點に於て EE' に生ずる應力の水平分力$=-\frac{m}{h}$

として求める。

以上橋門構を論ずるに當つて其の端 A' 及 A 點は彎曲率に抵抗し得ざる乃ち鋏と假定したのである，然し實際に於ては橋端は石工に碇着せられ且構間は床桁を以て緊結せられ或は床桁を設けざる場合には支柱を設けて兩端を緊結する，若し端柱が端に於て完全に固定せられて居るものと假定すれば橋門構の各部に生ずる應力は著しく減少するのである。

第 4 1 5 圖

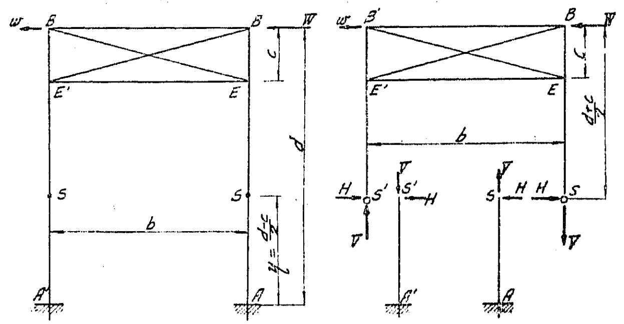


第 415 圖に於て若し端柱の下端 A 及 A' が固定するものと假定すれば端柱の**反曲點** Point of contraflexure or Point of inflection (彎曲率の符號が變化する點) は $A'A$ と橋門構の下端の約中央に生ずるものである，而して斯る假定の下に橋門構を設計する場合には前述の反力 H 及 V を反曲點 S に作用せしめ第 416 圖の如くにして計算するのである。

(ヘ) 對傾綾構.

對傾綾構の主要目的は構橋全體の剛性を補うにある，故に各垂直材に設け其の構造は稍橋門構と同一とする，上下の弦材に設けられた横綾構が横荷重に因つて同形に彎曲するものと假定すれば對傾綾構は全然應力を受けない事となる，然し複線を布設する鐵道構橋等の如き場合に於ては不對稱

第 4 1 6 圖



荷重に依つて兩構は異る彎曲應力を受け其の結果殊に床桁に計算以外の應力を惹起する，故に對傾絞構は頭空の許す限り厚を増し相當の剛度を有する構造とし出來得る限り兩構に對する荷重分布を均等ならしめるのである。

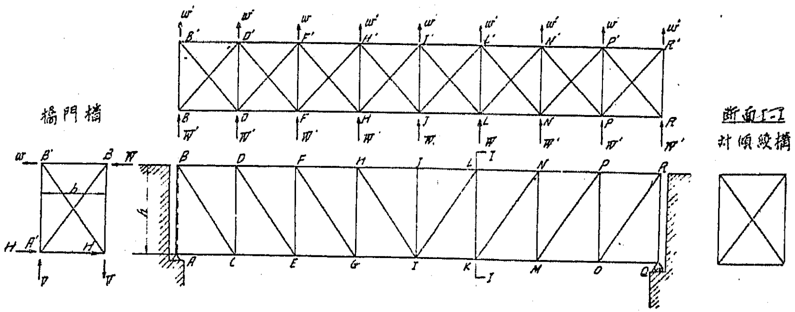
對傾絞構の靜力學的應力計算として往々各分格間の風壓に對して橋門構と同一計算を行う事あるけれども要するに横絞構に於て既述せる最小寸法を下らない程度のものを撰定する。

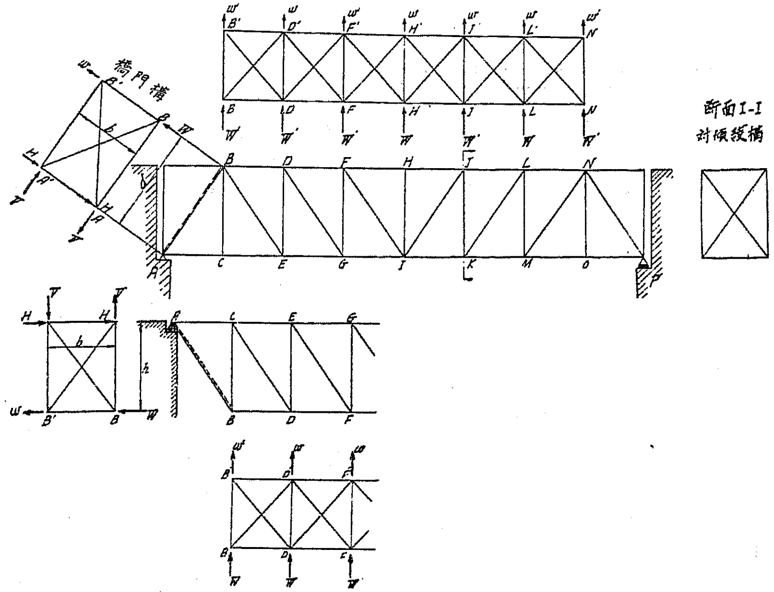
(b) **上路橋.**

第417圖は上路橋の橋門構及對傾絞構を示す。

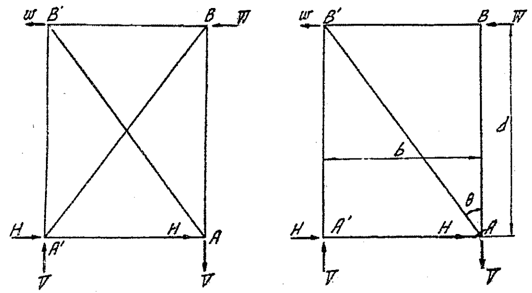
橋門構の計算は下路橋の場合と何等異る事がない，乃ち斜材を抗張材又は抗壓材と假定するに依つて一方を無いものと假定するのである。

第 4 1 7 圖





第 4 1 8 圖



$$V=\frac{(W+w)d}{b} \qquad H=\frac{W+w}{2}$$

$$\overline{BB}=-W$$

$$\overline{A'B'}=-V=\frac{(W+w)d}{b}$$

$$\overline{AB}=0$$

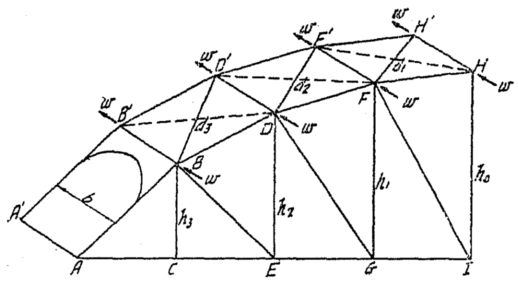
$$\overline{AA'}=-\frac{W+w}{2}$$

$$\overline{AB'}=\frac{(W+w)d}{b}\sec\theta$$

§ 83.　曲弦構の横綾構及其他.

曲弦構に於ける横綾構の應力の求め方は何等直弦構の場合と異らない，たゞ曲線狀をなす弦材に設けられた横綾構は一平面を形成しないが爲に特殊なる應力を主構に及ぼす結果となる。

第　4　1　9　圖



曲弦は無載荷弦なるが故に既定の横荷重は半分宛風上及風下の格點に作用するものとする，然る時は横綾構の各部材に

$$\overline{FH'}=w\frac{d_1}{b}\qquad\overline{HH'}=-w$$

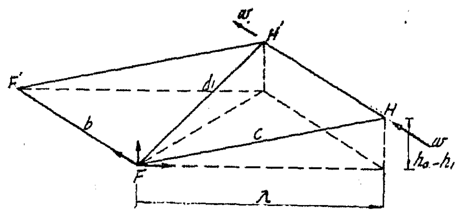
$$\overline{DF'}=3w\frac{d_2}{b}\qquad\overline{FF'}=-2w$$

$$\overline{BD'}=5w\frac{d_3}{b}\qquad\overline{DD'}=-4w$$

の如き應力を惹起する。

次に $F'H'HF$ の部分を切放つて考へて見るに對角材 FH' の應力は之を分解して

第　4　2　0　圖



$$主構面に直角の分力=\overline{FH'}\times\frac{b}{d_1}=\frac{wd_1}{b}\times\frac{b}{d_1}=w$$

$$主構面內垂直分力=\frac{wd_1}{b}\times\frac{h_0-h_1}{d_1}=w\frac{h_0-h_1}{b}$$

$$同上\qquad 水平分力=w\frac{d_1}{b}\times\frac{c}{d_1}\times\frac{\lambda}{c}=w\frac{\lambda}{b}$$

の三つの分力が得られ其の內主構面に直角の分力は FF' なる支柱にて抵抗せられ他の二者は荷重として主構に影響するのである，同樣なる結果は横綾構 BD' 及 DF' にも生じ

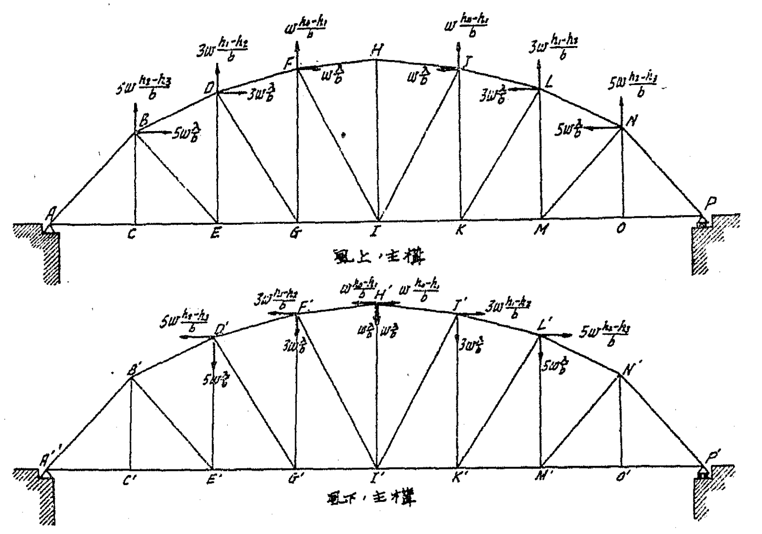
$$DF'\begin{cases}主構面內垂直分力=3w\dfrac{h_1-h_2}{b}\\ 同上\qquad 水平分力=3w\dfrac{\lambda}{b}\end{cases}$$

$$BD'\begin{cases}主構面內垂直分力=5w\dfrac{h_2-h_3}{b}\\ 同上\qquad 水平分力=5w\dfrac{\lambda}{b}\end{cases}$$

なる分力が荷重として主構に影響するのである。

乃ち弦材が曲線なる爲に主構は横荷重より第 421 圖の如き荷重を受ける結

第　4　2　1　圖



果となる，然し實際に於ては半徑小なる曲線を使用する事もないので此の應力は第二次的のものと見做し多く省略せられるのである。

橋門構及對傾綾構に對しては全然直弦構の場合と同一である。

§ 84. 横荷重の主構に及ぼす影響.

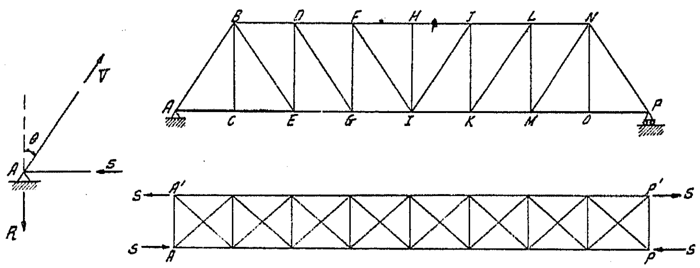
曲弦構の場合横荷重が主構に對し垂直及水平に特殊の荷重を殘す事は前述した通りであるがそれ以外の二三の影響を列記する。

(a) 横綾構の弦材應力.

横綾構は一種の結構である，然し乍ら横綾構の弦材は別に之を設けず主構の弦材を以て兼用して居るのである，故に主構の弦材は垂直荷重に因り應力を受けると同時に横荷重に因り更に別の應力を受ける結果となる，乃ち上弦材は風上に於て横綾構として壓力を受け垂直荷重に因る應力と同性質なるが故に應力は增加し風下に於ては横綾構として張力を受けるが故に應力は減少する，下弦材に於いては前者と全然反對の結果となる。

(b) 橋門構の應力に因る影響.

第 4 2 2 圖

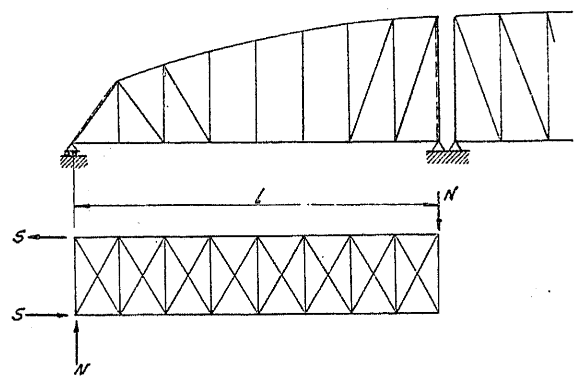


橋門構の端柱は風上に於て V なる張力. 風下に於て同量の壓力を受ける事は上述の通りである，而して此の V に因り支承には $R=\pm V\cos\theta$ なる反力を惹起し其の結果風上の下弦材 AP には $S=V\sin\theta$ なる壓力を

生じ風下の下弦材には同量の張力を生ずる，元來主構の下弦材は抗張材であるけれども以上の如く横荷重に依つて壓力を受ける事もあるので實際には AE 及 MP の部分には壓力にも耐え得る樣な剛性材 Stiffened member を使用するのである。

又橋構が第 423 圖の如く不對稱の型であつて一方の端柱が垂直である場

第 4 2 3 圖



合には $S=V\sin\theta$ なる應力は下弦材の一端に於てのみ生じ他端に於て零となる樣に變化して行く，且つ構全體の安定よりして

$$N=\frac{V\sin\theta . b}{l}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(188)$$

なる横反力が支承に作用する。

(c) 主構の顚覆 Overturn effect.

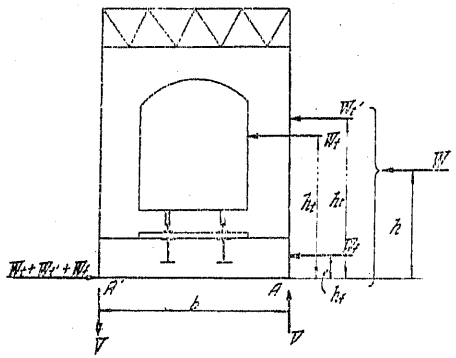
第 424 圖に示すが如く列車が橋上にある場合には其の側面風壓は前述せる如く軌條面上 1.8 米の高に作用するものとする（鋼鐵道橋設計示方書第七條參照)。

今 W_t……列車に對する風壓の格點荷重.

$W_{t'}$……結構に對する風壓の格點荷重.

W_f……床部に對する風壓の格點荷重.

第 4 2 4 圖



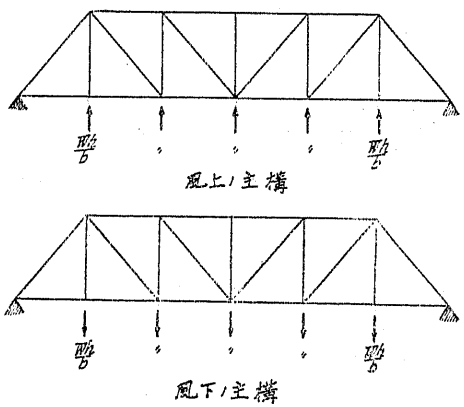
h_t, $h_{t'}$, h_f……各の格點荷重の $A-A$ 面よりの高.

とする，然る時は $W=W_t+W_{t'}+W_f$ なる横荷重は横綾構に依つて抵抗せられるけれども Wh なる偶力は主構に影響する，乃ち主構に作用する格點荷重を V とすれば

$$V=\frac{Wh}{b}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(189)$$

にして第 425 圖に示すが如く風上の主構に於ては上向の荷重、風下の主構に於ては下向の荷重として作用する。

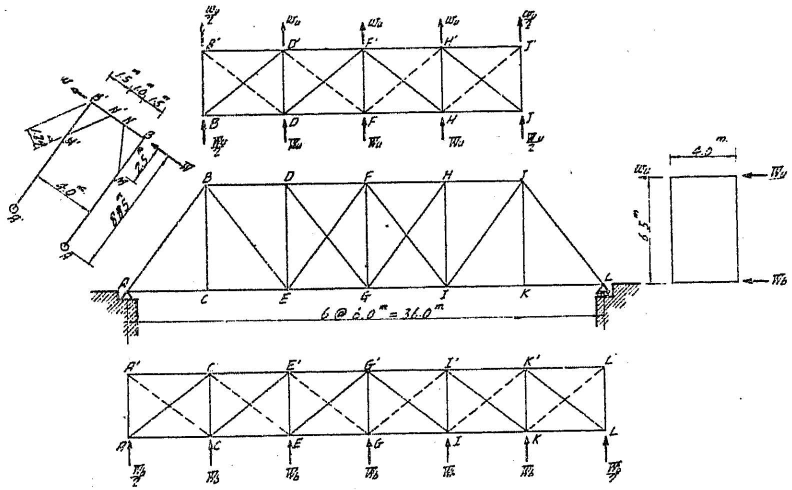
第 4 2 5 圖



以上の結果風下の主構に於ては各部材に生ずる應力は死活荷重應力と其の性質同一であるけれども風上の主構に於ては全然其の性質が反對となる，而も此の影響は（b）の影響と同時に作用する可能性充分なるを以て其の結果部材に反對性質の應力を與へないとも限らないのである，橋上にある列車が側面積に變化のない而も最小重量の空車である場合が最も斯る影響を與へる荷重狀態である（鋼鐵道橋設計示方書第七條第二項參照）。

例題 1. 横荷重の應力計算實例. 其 1

第 4 2 6 圖



(I) 活荷重の通過せざる場合.

(a) 横荷重强度.

下弦材に對して 400 kg/m.

上弦材に對して 200 kg/m.

而して下弦材に於ける風壓は全部風上の構のみに作用し上弦材に於ける風壓は對傾綾構に依つて風上及風下兩構に等分するものとする.

$W_b=400\times6.0=2,400$ kg.

$W_u=w_u=100\times6.0=600$ kg.

$\sec\alpha=1.803$

(b)　上横綾構.

$+\overline{BD'}=3\times600\times1.803=3,250$ kg.

$+\overline{DF'}=1\times600\times1.803=1,080$ kg.

$-\overline{DD'}=2\times600=1,200$ kg.

$-\overline{FF'}=600$ kg.

(c)　下横綾構.

$+\overline{AC'}=2.5\times2,400\times1.803=10,820$ kg.

$+\overline{CE'}=1.5\times2,400\times1.803=6,490$ kg.

$+\overline{EG'}=0.5\times2,400\times1.803=2,160$ kg.

$-\overline{CC'}=2.5\times2,400=6,000$ kg.

$-\overline{EE'}=1.5\times2,400=3,600$ kg.

$-\overline{GG'}=2,400$ kg.

(d)　橋門構.

$W=3.5\times600=2,100$ kg.

$w=300$ kg.

$$+\overline{AM}=-\overline{A'M'}=\frac{(2,100+300)\times8.85}{4.0}=5,310\text{ kg.}$$

$$+\overline{MN}=-\overline{M'N'}=\frac{2,400}{2}\times\frac{8.85}{1.29}=8,230\text{ kg.}$$

$$-\overline{BM}=+\overline{B'M'}=2,400\times8.85\times\left(\frac{1}{2\times1.5}-\frac{1}{4.0}\right)=1,770\text{ kg.}$$

$$-\overline{BN}=2,100+\frac{2,400}{2}\times\frac{8.85-2.50}{2.50}=5,150\text{ kg.}$$

$$+\overline{B'N'}=300+\frac{2,400}{2}\times\frac{8.85-2.50}{2.50}=3,350\text{ kg.}$$

$$-\overline{NN'}=\frac{2,100-300}{2}=900\text{ kg.}$$

端柱の最大彎曲率　$M_n=M_{m'}=\dfrac{2,400}{2}(8.85-2.5)=7,620$ kg-m.

支柱の最大彎曲率　$M_n=M_{n'}=2,400\times8.85\times\left(0.5-\dfrac{1.5}{4.0}\right)=2,660$ kg-m.

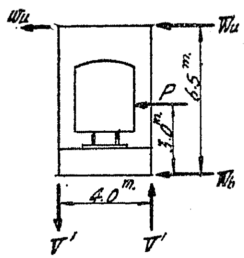
(e)　橋門構の反力に依る下弦材の應力.

$$-\overline{AL}=+\overline{A'L'}=5,310\times\frac{6.00}{8.85}=3,600\text{ kg.}$$

(2)　活荷重の通過する場合.

(a)　横荷重强度.

第 4 2 7 圖



下弦材に對して　300 kg/m.

上弦材に對して　150 kg/m.

活荷重に對して　600 kg/m.(下弦材より 3.0 m. の高さに作用す)

$W_b=300\times6.0=1,800$ kg.

$W_u=w_u=75\times6.0=450$ kg.

$P=600\times6.0=3,600$ kg.

$$V'=\frac{2\times450\times6.5+3,600\times3.0}{4.0}=4,160\text{ kg.}$$

(b)　上横綾構.

$+\overline{BD'}=3\times450\times1.803=2,430$ kg.

$+\overline{DF'}=1\times450\times1.803=810$ kg.

$-\overline{DD'}=2\times450=900$ kg.

$-\overline{FF'}=450$ kg.

(c)　下横綾構.

$+\overline{AC'}=(1,800+3,600)\times2.5\times1.803=24,340$ kg.

$$+\overline{CE'}=\left[1,800\times1.5+3,600\times\frac{(4+3+2+1)}{6}\right]\times1.803=15,690\text{ kg.}$$

$$+\overline{EG'}=\left[1,800\times0.5+3,600\times\frac{(3+2+1)}{6}\right]\times1.803=8,110\text{ kg.}$$

$$-\overline{CC'}=(1{,}800+3{,}600)\times 2.5=13{,}500\text{ kg.}$$

$$-\overline{EE'}=1{,}800\times 1.5+3{,}600\times\frac{(4+3+2+1)}{6}=8{,}700\text{ kg.}$$

$$-\overline{GG'}=1{,}800+3{,}600=5{,}400\text{ kg.}$$

$$-\overline{AC}=+\overline{C'E'}=(3{,}600+1{,}800)\times 2.5\times\frac{6.0}{4.0}=20{,}250\text{ kg.}$$

$$-\overline{CE}=+\overline{G'E'}=5{,}400\times(2.5\times 2-1)\times\frac{6.0}{4.0}=32{,}400\text{ kg.}$$

$$-\overline{EG}=5{,}400\times(2.5\times 3-3)\times\frac{6.0}{4.0}=36{,}450\text{ kg.}$$

(d) 橋門構.

$$W=3.5\times 450=1{,}575\text{ kg.}$$

$$w=225\text{ kg.}$$

$$+\overline{AM}=-\overline{A'M'}=\frac{(1{,}575+225)\times 8.85}{4.0}=3{,}980\text{ kg.}$$

$$+\overline{MN}=-\overline{M'N'}=\frac{1{,}800}{2}\times\frac{8.85}{1.29}=6{,}170\text{ kg.}$$

$$-\overline{BM}=+\overline{B'M'}=1{,}800\times 8.85\times\left(\frac{1}{3}-\frac{1}{4}\right)=1{,}330\text{ kg.}$$

$$-\overline{BN}=1{,}575+\frac{1{,}800}{2}\times\frac{8.85-2.50}{2.50}=3{,}860\text{ kg.}$$

$$+\overline{B'N'}=225+\frac{1{,}800}{2}\times\frac{8.85-2.50}{2.50}=2{,}510\text{ kg.}$$

$$-\overline{NN'}=\frac{1{,}575-225}{2}=680\text{ kg.}$$

端柱の最大彎曲率 $M_m=M_{m'}=\dfrac{1{,}800}{2}(8.85-2.50)=5{,}720$ kg-m.

支柱の最大彎曲率 $M_n=M_{n'}=1{,}800\times 8.85\times\left(0.5-\dfrac{1.5}{4.0}\right)=1{,}990$ kg-m.

(e) 橋門構の反力に依る下弦材の應力.

$$-\overline{AL}=+\overline{A'L'}=3{,}980\times\frac{6.00}{8.85}=2{,}700\text{ kg.}$$

(f) 顚覆影響に依る主構應力.

$V'=4{,}160$ kg に因る支承の反力を $R_{v'}$ とすれば

$$R_{v'}=\pm 4{,}160\times 2.5=10{,}400\text{ kg.}$$

$$-\overline{AC}=+\overline{A'C'}=10{,}400\times\frac{6.0}{6.5}=9{,}600\text{ kg.}$$

$$-\overline{CE}=+\overline{C'E'}=9{,}600\text{ kg.}$$

$$-\overline{EG}=+\overline{E'G'}=(10{,}400\times 2-4{,}160)\times\frac{6.0}{6.5}=15{,}360\text{ kg.}$$

$$+\overline{AB}=-\overline{A'B'}=10{,}400\times\frac{8.85}{6.50}=14{,}160\text{ kg.}$$

$$+\overline{BD}=-\overline{B'D'}=15{,}360\text{ kg.}$$

$$+\overline{DF}=-\overline{D'F'}=[10{,}400\times 3-4{,}160\times(1+2)]\times\frac{6.0}{6.5}=17{,}280\text{ kg.}$$

$$+\overline{BE}=-\overline{B'E'}=(10{,}400-4{,}160)\times\frac{8.85}{6.50}=8{,}500\text{ kg.}$$

$$+\overline{DG}=-\overline{D'G'}=(10{,}405-4{,}160\times 2)\times\frac{8.85}{6.50}=2{,}830\text{ kg.}$$

$$-\overline{BC}=+\overline{B'C'}=4{,}160\text{ kg.}$$

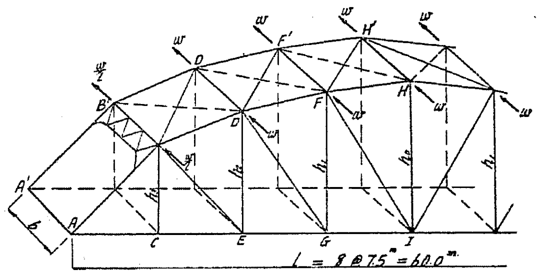
$$-\overline{DE}=+\overline{D'E'}=10{,}400-4{,}160\times 2=2{,}080\text{ kg.}$$

$$\overline{GF}=\overline{G'F'}=0$$

例題 2. 横荷重の應力計算實例. 其 2.

第 428 圖に於て下弦材に作用する横荷重の取扱ひは例題 1 と同一である。

第 4 2 8 圖



今 $h_0=12.7$ m. $h_1=12.0$ m. $h_2=10.5$ m. $h_3=7.5$ m.

$b=5.0$ m. $w=1{,}500$ kg.

部材長……$HF=7.53$ m. $FD=7.65$ m. $DB=8.08$ m.

$FH'=9.04$ m. $DF'=9.14$ m. $BD'=9.50$ m.

とする.

(a) 上横綾構.

$+\overline{FH'}=1{,}500\times\frac{9.04}{5.0}=2{,}710$ kg.

$+\overline{DF'}=3\times1{,}500\times\frac{9.14}{5.0}=8{,}230$ kg.

$+\overline{BD'}=5\times1{,}500\times\frac{9.50}{5.0}=14{,}250$ kg.

$-\overline{HH'}=1{,}500$ kg.

$-\overline{FF'}=2\times1{,}500=3{,}000$ kg.

$-\overline{DD'}=4\times1{,}500=6{,}000$ kg.

(b) 横荷重に因つて生ずる主構の應力.

上横綾構の對角材應力の主構面に於ける水平及垂直分力

格點 F 及 H' に於て　水平分力$=1{,}500\times\frac{7.5}{5.0}=2{,}250$ kg.

垂直分力$=1{,}500\times\frac{12.7-12.0}{5.0}=210$ kg.

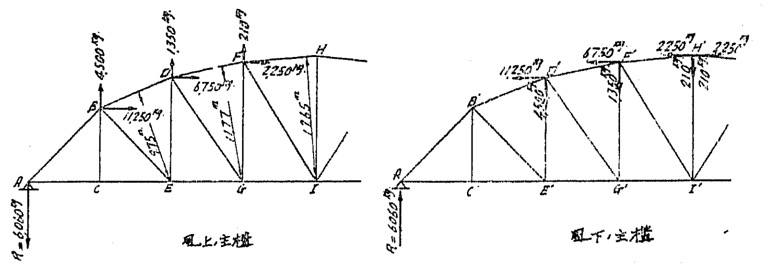
格點 D 及 F' に於て　水平分力$=3\times1{,}500\times\frac{7.5}{5.0}=6{,}750$ kg.

垂直分力$=3\times1{,}500\times\frac{12.0-10.5}{5.0}=1{,}350$ kg.

格點 B 及 D' に於て　水平分力$=5\times1{,}500\times\frac{7.5}{5.0}=11{,}250$ kg.

垂直分力$=5\times1{,}500\times\frac{10.5-7.5}{5.0}=4{,}500$ kg.

第　4　2　9　圖



第 429 圖は風荷重に因つて主構に殘される荷重の載荷狀態を示す，之に依る各部材の應力を求める.

$+\overline{AB}=6{,}060\times1.414=8{,}570$ kg.

$-\overline{BD}=[(-6{,}060\times2+4{,}500)\times7.5+11{,}250\times7.5]\frac{1}{9.75}=2{,}780$ kg.

$-\overline{DF}=[(-6{,}060\times3+4{,}500\times2+1{,}350)\times7.5$
$+11{,}250\times7.5+6{,}750\times10.5]\frac{1}{11.77}=8{,}200$ kg.

$-\overline{FH}=[(-6{,}060\times4+4{,}500\times3+1{,}350\times2+210)\times7.5$
$+11{,}250\times7.5+6{,}750\times10.5+2{,}250\times12.0]\frac{1}{12.65}=9{,}770$ kg.

$-\overline{AC}=-\overline{CE}=6{,}060$ kg.

$+EG=[(-6{,}060\times2+4{,}500)\times7.5-11{,}250$
$\times(10.5-7.5)]\frac{1}{10.5}=-9{,}510$ kg.

$+\overline{GI}=[(-6{,}060\times3+4{,}500\times2+1{,}350)\times7.5-11{,}250$
$\times(12.0-7.5)-6{,}750\times(12.0-10.5)]\frac{1}{12.0}=-9{,}960$ kg.

$-\overline{DE}=-6{,}060+4{,}500-2{,}780\times0.371=-2{,}590$ kg.

$-\overline{FG}=-6{,}060+4{,}500+1{,}350-8{,}200\times0.196=-1{,}820$ kg.

$+\overline{BE}=-2{,}590\times1.414=-3{,}660$ kg.

$+\overline{DG}=-1{,}820\times1.228=-2{,}230$ kg.

$+\overline{FI}=(-6{,}060+4{,}500+1{,}350+210-9{,}770\times0.093)$
$\times1.179=-1{,}070$ kg.

以上は風上の主構の應力である，同樣にして風下の主構の應力をも求める事が出來る。

$-\overline{A'B'}=6{,}060\times1.414=8{,}570$ kg.

$-\overline{B'D'}=(6{,}060\times2\times7.5)\frac{1}{9.75}=9{,}220$ kg.

$-\overline{D'F'}=[(6{,}060\times3-4{,}500)\times7{,}5-11{,}250\times10.5]\frac{1}{11.77}=-1{,}320$kg.

$-\overline{F'H'}=[(6{,}060\times4-4{,}500\times2-1{,}350)\times7.5-11{,}250$
$-6{,}750\times12.0]\times\frac{1}{12.65}=-7{,}510$ kg.

$+\overline{A'C'}=+\overline{C'E'}=6,060$ kg.

$+\overline{E'G'}=6,060\times2\times7.5\times\dfrac{1}{10.5}=8,660$ kg.

$+\overline{G'I'}=[(6,060\times3-4,500)\times7.5+11,250\times(12.0-10.5)]\times\dfrac{1}{12.0}=9,960$ kg.

$-\overline{D'E'}=6,060-9,220\times0.371=2,640$ kg.

$-\overline{F'G'}=6,060-4,500+1,320\times0.196=1,820$ kg.

$-\overline{H'I'}=210\times2=420$ kg.

$+\overline{B'E'}=2,640\times1.414=3,730$ kg.

$+\overline{D'G'}=1,820\times1.228=2,230$ kg.

$+\overline{F'I'}=(6,060-4,500-1,350+7,510\times0.093)\times1.179=1,070$ kg.

§ 85. 遠力荷重の主構に及ぼす影響.

遠心荷重は公道橋に於ては殆ど考慮せられない，鐵道橋に於ては鋼鐵道橋設計示方書第九條に規定せられる。

今遠心荷重を C とすれば

$$C=kW \cdots\cdots (190)$$

上式中　C……遠心荷重.

　　　　W……列車荷重.

　　　　k……遠心係數.

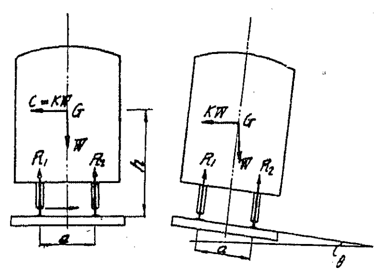
であつて列車が曲線にかゝつた時の運動を考へるに第 430 圖甲に於て兩側軌條の反力を各 R_1 及 R_2 とすれば

$$R_1a-kW\times h-\frac{W}{2}\times a=0$$

$$\left.\begin{aligned}R_1&=\frac{1}{2}W+\frac{kh}{a}W\\R_2&=\frac{1}{2}W-\frac{kh}{a}W\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(191)$$

上式中　h……軌條面より W の重心迄の高 (1.8 米).

第　4　3　0　圖



となり反力の値は異る，故に斯る場合乙圖の如く**高度** Cant (θ) を附して兩反力を等しくする.

$$R_1=R_2$$

$$(R_1+R_2)\sin\theta=kW$$

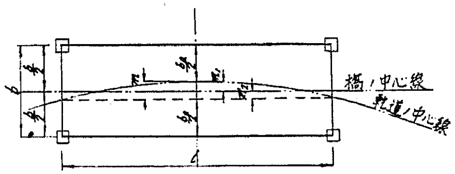
$$(R_1+R_2)\cos\theta=W$$

$$\therefore\quad \tan\theta=k$$

$$\theta=\tan^{-1}(k)\cdots\cdots(192)$$

扨て以上の如き曲線が橋上に這入る場合には建築限界の增大に伴れて構の間隔を增加し且部材の應力計算に於ても多小修正する必要がある。

第　4　3　1　圖



第 431 圖に於て徑間長 l. 軌道の曲線半徑を R とする時は橋梁中央部に於ける**曲矢** Middle ordinate m は次の如くにして求められる.

$$R^2=\frac{l^2}{4}+(R-m)^2$$

$$\frac{l^2}{4}-2mR+m^2=0$$

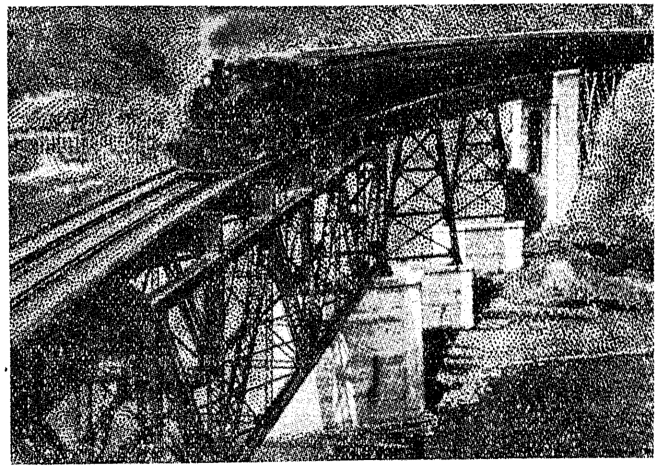
m^2 は他と比較して非常に小なるを以て之を省略して

$$m=\frac{l^2}{8R}\cdots\cdots(193)$$

を得る。

上路橋に於ては車體の傾斜に因る建築限界の擴大を必要とせず單に遠心荷重に因る安定よりして主桁或は主構の間隔を多小擴大する，乃ち曲矢が 8 糎以上の時には主桁或は主構の間隔 b は

第　４　３　２　圖



$$b=b_0+m \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(194a)$$

上式中　b_0……直線軌道を通ずる橋梁の主桁或は主構の間隔.

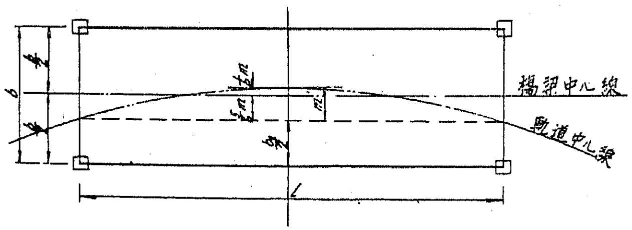
　　　　m……曲矢.

にして橋の中心線は m を等分する樣に設置される事が多い（第431圖參照)。

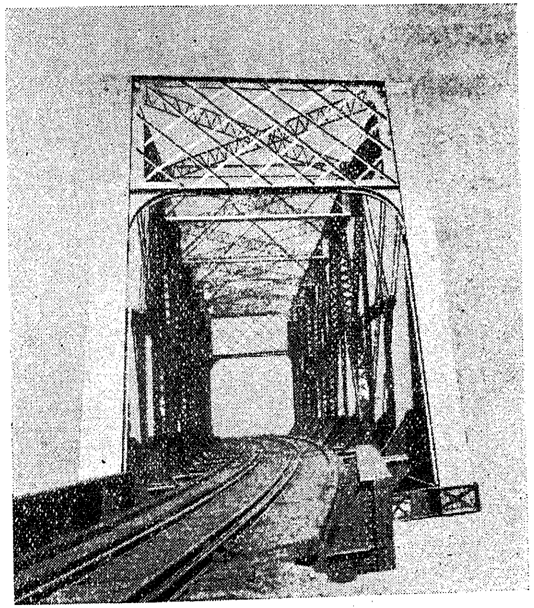
尙以上の如くにして主桁或は主構の間隔を決定する時は外側の主桁（或は主構）は大なる荷重を受け內側のものと比して重き桁（或は構）を必要とする結果となる，今若し軌道の中心線に沿うて等布荷重が作用し兩側の主桁（或は主構）に等しき最大彎曲率を生ぜしめると云ふ假定の許に橋梁中心線の位置を決定する時は第433圖の如き配置となる。

$$b=b_0+\frac{5}{3}m \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(194b)$$

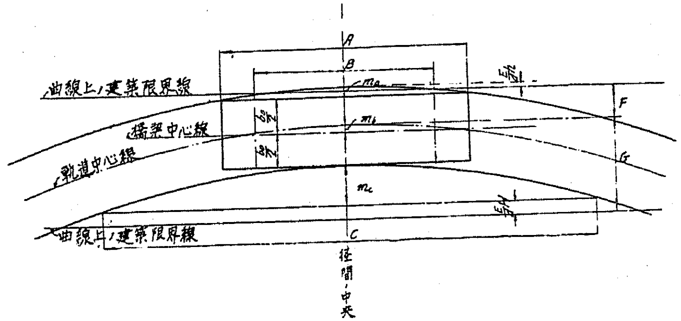
第　４　３　３　圖



第　４　３　４　圖



第　４　３　５　圖



下路橋の場合に於ては車體の傾斜に依つて主桁（或は主構）の間隔は更に擴大せられる，今

A……車體の全長.

B……車輪の中心間距離.

b_0……建築限界の幅員.

H……車體線の高.

h……車體下端の高.

C……軌條面より H の高さに於ける主構の全長（必ずしも徑間長と一致せず）.

E……軌條の高度.

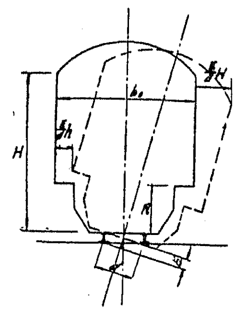
d……軌條の間隔.

m_a……弧長 A に對する曲矢.

m_b……弧長 B に對する曲矢.

m_c……弧長 C に對する曲矢.

第 4 3 6 圖



とすれば，若し車輪が曲線上に於て垂直であると假定するならば第435圖に依つて徑間の中央に於て

外側の幅員……$\frac{b_0}{2}+m_a-m_b$

内側の幅員……$\frac{b_0}{2}+m_b+m_c$

である，然るに高度に依つて車體が傾斜するを以て之が爲曲線の外側に於ては $\frac{E}{d}h$ 丈幅員減少し内側に於て $\frac{E}{d}H$ 幅員を増大する（第436圖參照），乃ち

$$\left.\begin{aligned}F&=\frac{b_0}{2}+m_a-m_b-\frac{E}{d}h\\G&=\frac{b_0}{2}+m_b+m_c+\frac{E}{d}H\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(195)$$

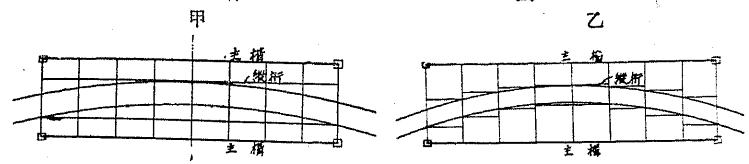
にして主桁（或は主構）の間隔を B_0 とすれば

$$B_0=F+G=b_0+m_a+m_c+\frac{E}{d}(H-h)\cdots\cdots(196)$$

である。

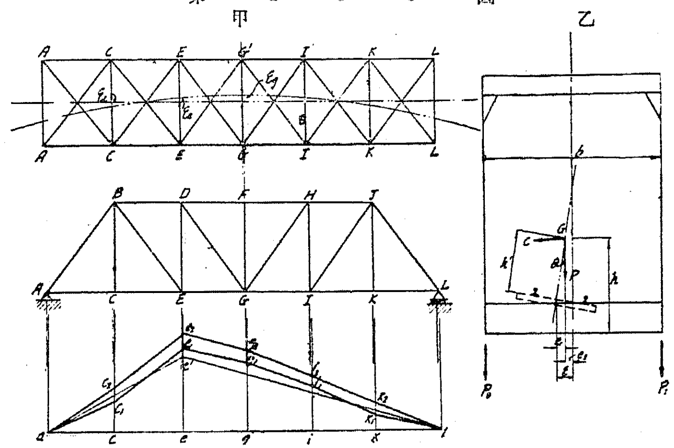
尙縱桁配置に關しても曲矢が15糎以下の場合は縱桁の間隔を多少擴大して普通の如く一直線上に設けるが（第437圖 甲）**曲線度** Curvature の小なる時は構格毎に階段とする（第437圖 乙）。

第 4 3 7 圖



以上の如く曲線中にある橋梁に於ては主構各部材は其の軌道の偏心に依つて多少異る應力を受ける。

第 4 3 8 圖



今第438圖に於て任意の格點の斷面を考慮し其の格點活荷重を P とすれば格點に作用する遠心荷重 C は

$$C=kP$$

である，而して此の C は横綾構に依つて抵抗せられると同時に主構に對しては P_i 及 P_0（乙圖參照）なる垂直荷重を及ぼす，而して P_0 及 P_1 の値は

$$P_0b=C.h.+P\left(\frac{b}{2}+e_2\right)=kPh+P\left(\frac{b}{2}+e_2\right)$$

$$\left.\begin{aligned}P_0&=\frac{P}{2}\left[1+\frac{2}{b}(kh+\varepsilon-h'\sin\theta)\right]=\frac{P}{2}(1+\mu)\\\text{同樣に}\quad P_i&=\frac{P}{2}\left[1-\frac{2}{b}(kh+\varepsilon-h'\sin\theta)\right]=\frac{P}{2}(1-\mu)\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(197)$$

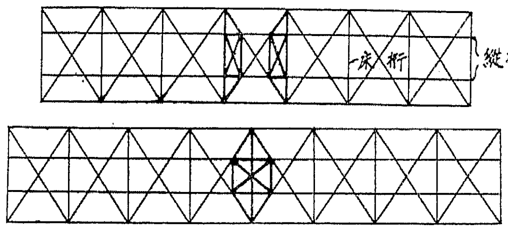
上式中μ……$=\frac{2}{b}(kh+e-h'\sin\theta)$

となる，乃ち軌道が直線なれば P_0 及 P_i は共に $\frac{P}{2}$ であるけれども曲線なるが故に $\pm\frac{P}{2}\mu$ 丈増減を生ずる，μ なる係數の中には ε の如き格點に依つて異る値を有するを以て μ の値は各格點に於て計算せられる，故に第 438 圖甲に於て影響線 $ae'l$ に各格點の $1+\mu$ 及 $1-\mu$ を乘じて之を修正する，乃ち $ac_1e_1\cdots\cdots k_1l$ は曲線の内側主構の影響線を示し $ac_2e_2\cdots\cdots k_2l$ は曲線の外側主構の影響線を示すのである。

§ 86.　縦荷重の主構に及ぼす影響.

列車及電車の橋梁上に於ける制動或は索引に伴うて第 1 章 § 15（第 1 卷參照）に於て既述したる縦荷重を生ずる，其の縦荷重は縦桁より床桁に傳達せられ床桁は之が爲に水平の方向に彎曲作用を受ける，故に之に對應して縦桁と横綾構の斜材とを利用して**制動構** Brake truss を設ける，以前は制動構は各構格毎に設けられたが之が爲却つて活荷重に因る弦材の伸長に伴ひ床部の各連結部に多大の應力を惹起する缺點があるので最近は第 439 圖に示すが如く徑間の中央に集中する。

第　4　3　9　圖

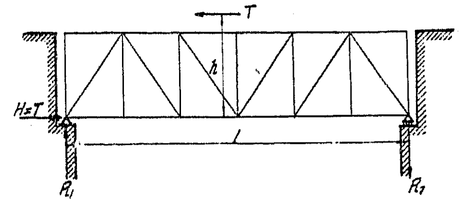


主構の載荷弦材には若し列車が固定端の方より進行制動する時は張力を生じ可動端の方より進行制動する時は壓力を生ずる，列車が索引する場合には之れと反對の應力を惹起する，又第 440 圖に示すが如く上路橋に於ては縦荷重に因り支承に垂直力を惹起し畢いては主構全部材に應力を起す。

$$R_1=-R_2=T\frac{h}{l}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(198)$$

上式中　T……制動荷重（固定端に作用す）.

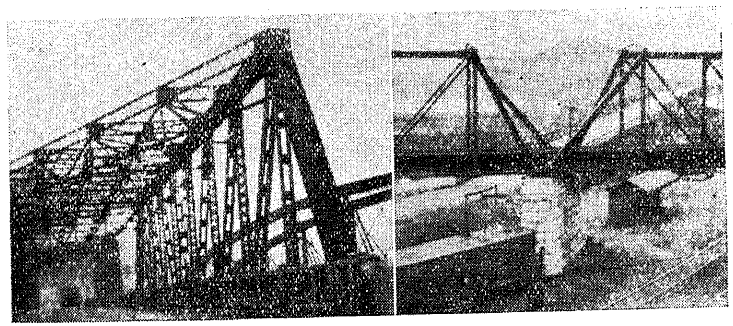
第　4　4　0　圖



第 7 節　斜　構　橋

§ 87.　斜構橋の構造大要.

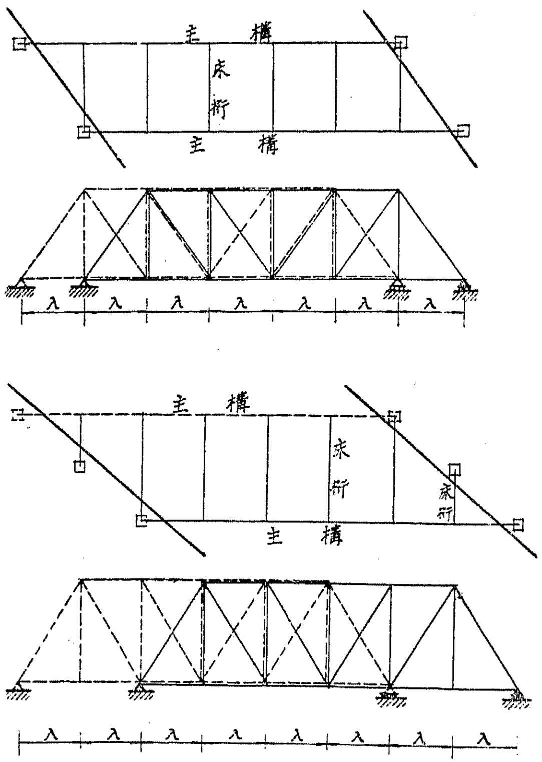
第　4　4　1　圖



鈑桁橋等が斜橋となる場合には第 2 章 § 60（第 1 卷參照）に既述せる如く多少主桁と床部との接合に於て考慮を費すのみにして其の構造は左程困難ではないが構橋及夫れ以上の橋梁に於ては其の構造相當複雜にして設計當初より構造の細部を常に念頭に置きつゝ進渉せざれば往々途中に於て最初の計畫を破棄せざる可からざる運命となる，假令ひ完了し得たにしても其の結果甚だ不確實にして而も比較的工費の高い不完全なる構造となる，凡そ斜橋の最も注意すべき點は主構と床部と連結にある。

下路橋に於て若し第 442 圖に示すが如く構格を一つ或は二つ送る事に依

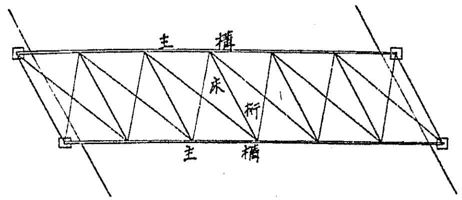
第 4 4 2 圖



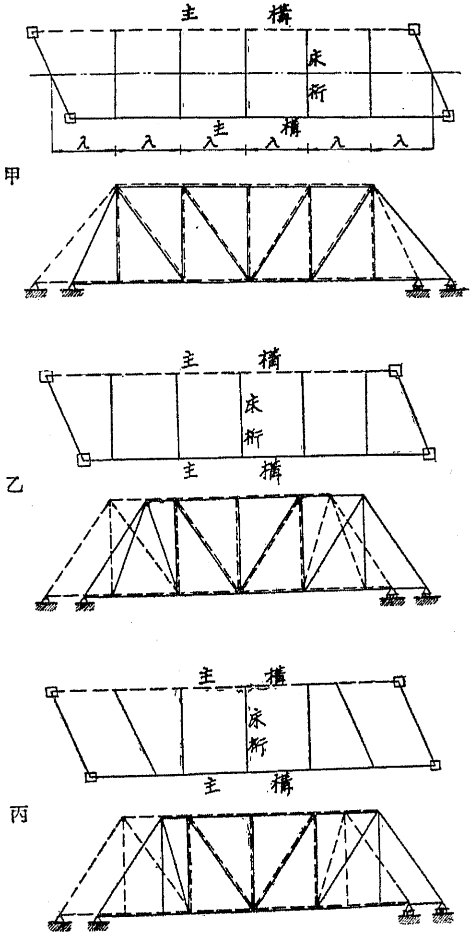
つて斜度と一致する場合には其の構造直構橋と略同一となり頗る便利なるを以て建築限界及有効幅員を多少擴大しても斯る結果が得られる樣に分格長を決定する。

以上の如きは特殊なる場合であつて一般に論ずる事は出來ない，若し第 443 圖に示すが如く床桁を斜度に平行に主構に取付け得るならば荷重は左右對稱となり其の應力計算は直橋の場合と同一である，然し床桁を斜に主構に取付ける事は容易な業ではない，故に斯る場合には第 444 圖に示すが如く處理せられるのである。

第 4 4 3 圖



第 4 4 4 圖



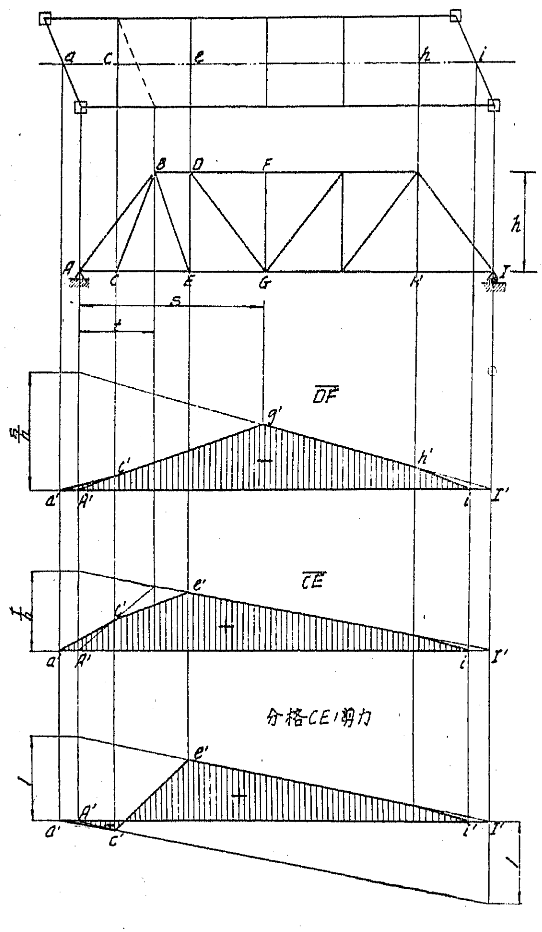
第444圖甲は橋梁中心線に沿うて分格長を等しく採り兩主構に於て斜度を等分したものである，斯る結構は構造割合に簡單であるけれども端柱の傾斜が一平面を形成しない爲橋門構を取付ける事が困難である，故に**倭構** Pong truss 等に於て橋門構を省略する樣な場合又は斜度小であつて端柱の縱の幅に於て橋門構を取付ける一平面を採り得る場合に採用せられる構型である，第444圖乙及丙は共に兩端柱は平行するを以て橋門構を取付けるに便利である，乙は床桁を主構に直角に取付け得る樣腰吊材を傾けたるものにして丙は腰吊材を垂直に配置し床桁を斜に主構に取付けたものである，乙の場合に於ては腰吊材の傾斜 (α) の爲に格點荷重 (P) に因り弦材に

$P\tan\alpha$ なる餘分の應力を生ずるを以て多くの實例は乙より寧ろ丙の構型が採用せられて居る，外觀は乙丙共に甲に劣る。

§ 88. **斜構橋の應力.**

斜構橋の影響線は直構橋のものを多少修正する事に依つて求め得る，今第445圖に於て荷重が橋梁中心線 ai に沿うて載荷せられるものと假定すれば AI なる主構の影響線は圖示するが如きものとなり其修正する量は極

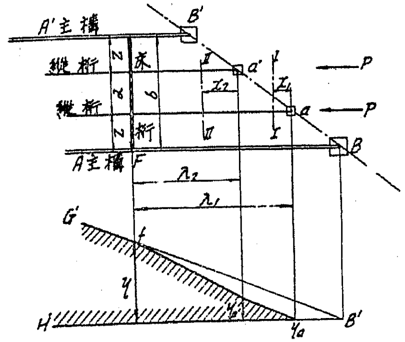
第 4 4 5 圖



小なるを以て直構橋の場合と同一に取扱うても大差がない。

又鐵道橋の如く軌條の下に各縱桁を設け之に依つて荷重を床桁に傳達する場合も亦第445圖に示すと同樣に其の影響線の端を修正すれば可い，乃ち第446圖に於て A 主構の影響線を $G'B'H'$ とすれば列車が $I-I$ の位置にある時 F 格點の受ける荷重は

第 4 4 6 圖



$$P\frac{x_1}{\lambda_1}\frac{z+a}{b}$$

である，又 $II-II$ 位置にある時 F 格點の受ける荷重は

$$P\frac{(\lambda_1-\lambda_2+x_2)}{\lambda_1}\frac{z+a}{b}+P\frac{x_2}{\lambda_2}\frac{Z}{b}$$

である，故に影響線に於て

$$\left.\begin{aligned}\eta'_a&=\frac{\lambda_1-\lambda_2}{\lambda_1}\frac{z+a}{b}\eta\\ \eta_a&=0\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(199)$$

と採る。

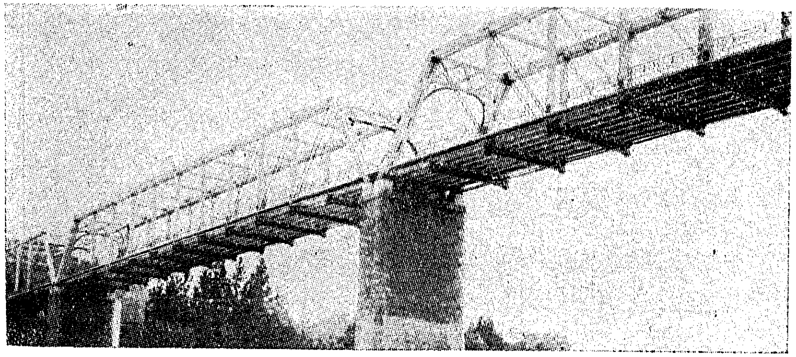
尙傾斜せる橋門構に於ける應力も多少異る結果となるけれども之も亦斷面を增加する迄の必要はない。

第 8 節 木 構 橋

§ 89. **緒言.** General considerations.

木橋の型式は殆ど**ハウ構**であつて稀に**プラツト構**を使用する（第1卷第2圖及第2卷第337圖及第447圖參照），而して腹材中抗張材のみに鋼棒を使用し他の部材は全部木材を使用する，下弦材は抗張材であるけれども木材を使用するのは床部の構造及格點の連絡を簡單にする爲である，第447圖は下弦材にも鋼材を使用したプラツト型木構橋である。

第　4　4　7　圖



木構橋は嘗て西部米國の木材産地に於て殊に使用せられた型式であつて我邦に於ても今日迄公道橋に多く使用せられたものである，然し今後木材の安價に得られる地方に於て荷重も大ならず幅員も亦左程大なる事を必要としない橋梁或は特殊の關係にある地點（例へば山間にて木材が得易く鐵材等の運送の非常に不便なる地點）の橋梁若くは假橋及一時的の目的に架設する橋梁等以外には余り使用されないものである，殊に市街橋としては最も不適當である，著者は關東震災に於て木構橋の墜落に依り街路の交通回復に對して苦い經驗を有するものである。

其の缺點とすべき諸點を列記すれば

1）　剛度及耐久性に乏しき事.

耐久性に乏しき事は言ふ迄もない事であるが剛度を鐵橋と同等なる程度にするには必要以上の大なる材料を要する。

2）　工費の比較的高價なる事.

木構橋の材料として最も適當なるものは樫．欅．櫟及栗等の濶葉樹 Leaf wood であつて續いて檜．樅及松等の針葉樹 Pine wood である，斯る材料は今後益々求める事が困難であつて殊に大なる寸法のものは非常に高價である。

3）　用材の種類及品質の統一を期する事の困難なる事.

木材は其の產地を異にするに伴れて其の品質等に甚しき差異があるのみならず同地方の產出品と雖も其の品質及强度には差異があつて用材としては不安である。

4）　壽命短く短時日の間に架替を必要とするを以て頻繁なる交通を妨ぐる事.

木橋は一般的に短命なる事は言を俟たないが殊に木構橋は木桁橋に比較して構造複雜であつて雨水を貯へ且濕氣の浸入容易にして殊に格點及部材の接點等橋梁の弱點となり膠の個處の腐朽が甚しい。

5）　外觀の良しからざる事.

市街橋としては殊に下路橋に於て外觀頗る貧弱である。

§ 90.　木構橋の高さ.

上下弦材の中心線間隔は徑間の $\frac{1}{5}$ 乃至 $\frac{1}{7}$ 位である，而して木構橋の徑間長は 20 米乃至 30 米位のものなるが爲下路橋として上横綾構を設ける事は頭空の關係より不可能である，故に倭構としない場合には構高を必要以上高くする，公道橋に於ては上弦材の高さを通行人の眼の高さ近くする事を避けた方が可い，上路橋の場合には專ら橋下の空間に依つて支配せられるものである，何れにしても徑間長の $\frac{1}{10}$ 以下たる事は宜しくない，又分格長との關係に於て對角材の弦材とのなす角度を 45° 以上とする。

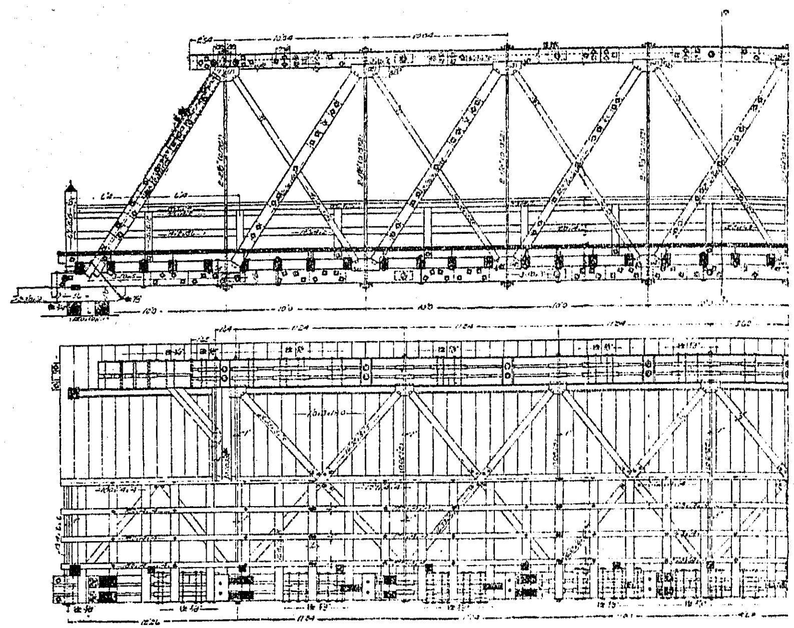
§ 91.　弦材.

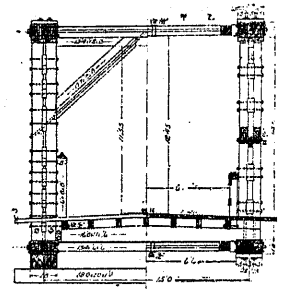
(a)　下弦材.

弦材の斷面は徑間全長を通じて同一とし其の所要斷面積 A'

$$A'=\frac{N}{f_t} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (200)$$

第 4 4 8 圖





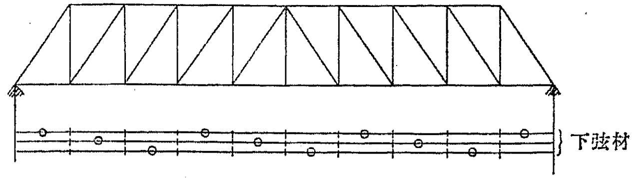
上式中 N……弦材の最大應力.

f_t……弦材の許容抗張强度.

に依つて決定せられる，徑間小なる木構橋に於ては一本の木材を使用する事あるけれども稍大なる徑間長の木構橋に於ては二本乃至三本の木材を使用し相互に 5 糎乃至 8 糎の間隔を置き垂直材たる鋼俸を通す余地とする，且通風を良くし濕氣の各材片の接觸面より浸入する事を防ぐ。

弦材の繼手は同一構格に集めない樣に配置する，乃ち例へば三材片を使用した場合其の繼手は第 449 圖に示すが如く配置する。

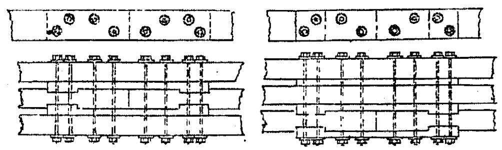
第 4 4 9 圖



○は手繼位置

繼手の構造は專ら挾接合 Fish joint を使用し材片の兩側より挾接板 Fish plate を當て且ボールトを以て充分締め付けるのである（第 450 圖參照），挾接板に用ひる木材は弦材と同一若くは夫れ以上の堅木を使用し時には鋼鈑を用ひる事もある。

第 4 5 0 圖



挾接合の設計々算は次の如くにして行ふ.

今第 451 圖に於て挾接合の破壞原因を區別して

イ） 部材の破壞.

(1) c の裂斷 Tearing along c.

(2) a の壓挫 Crushing along a.

(3) e の剪斷 Shearing along e.

ロ） 挾接板の破壞.

(4) g の裂斷 Tearing along g.

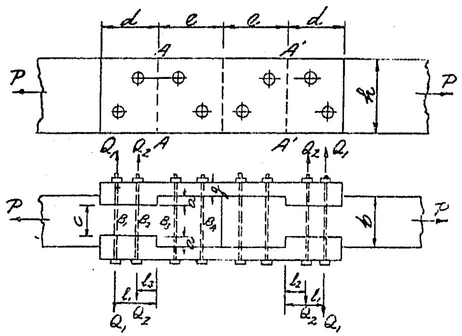
(5) a の壓挫 Crushing along a.

(6) d の剪斷 Shearing along d.

とする，今部材の抗張强度．抗支壓强度及抗剪强度を各 f_t. f_b 及 f_s とし

挾接板の各强度を f_t', f_b' 及 f_s' とすれば接合が以上の破壞原因に對して安全なる爲には

第 4 5 1 圖



$$\left.\begin{array}{llll}(1)\ \text{に對して} & chf_t \geqq P & or & c \geqq \dfrac{P}{hf_t} \\ (2)\ \text{に對して} & 2ahf_b \geqq P & or & a \geqq \dfrac{P}{2hf_b} \\ (3)\ \text{に對して} & 2ehf_s \geqq P & or & e \geqq \dfrac{P}{2hf_s} \\ (4)\ \text{に對して} & 2ghf_t' \geqq P & or & g \geqq \dfrac{P}{2hf_t'} \\ (5)\ \text{に對して} & 2ahf_b' \geqq P & or & a \geqq \dfrac{P}{2hf_b'} \\ (6)\ \text{に對して} & 2dhf_s' \geqq P & or & d \geqq \dfrac{P}{2hf_s'}\end{array}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(201)$$

でなくてはならない，(201) 式は挾接合の寸法を求める一般公式である。

又挾接合に用ひられるボールトの計算を如何にすべきか木桁橋に適當した設計方法はなく設計者に依つては全然其の計算を省略せるものすらある，今第 451 圖に於てボールトは彎曲率を受けず P なる應張力は AA 及 $A'A'$ なる肩のみに依つて挾接材に傳達せられるものと假定すれば挾接板は AA 及 $A'A'$ の肩線を中心として

$$\frac{P}{2}\times\frac{a+g}{2}=\frac{P}{4}(a+g)\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(202)$$

なる隅力の作用を受け挾接板の兩端が外側に向つて彎曲せんとする，其の結果ボールト B_1 及 B_2 は張力を受ける，若しボールトの張力を AA 及 $A'A'$ の肩線よりの距離に比例するものと假定すれば

$$\frac{Q_1}{Q_2}=\frac{l_1}{l_2}$$

上式中 Q_1 及 Q_2……ボールト B_1 及 B_2 の受ける張力.

である，故に AA 及 $A'A'$ に對する彎曲率は

$$Q_1l_1+Q_2l_2=Q_1\frac{l_1^2+l_2^2}{l_1}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(203)$$

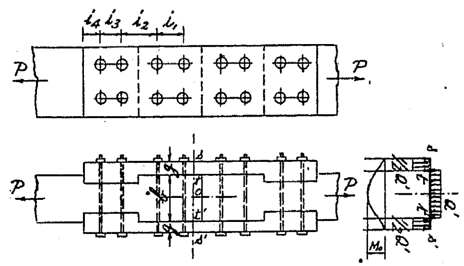
(202) 式及 (203) 式により

$$Q_1=\frac{P}{4}\cdot\frac{l_1(a+g)}{l_1^2+l_2^2}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(204)$$

を得，(204) 式に依つてボールトの最大徑を求める事が出來る，然し以上の計算に依る時は明かに B_3 及 B_4 ボールトの計算方法がない。

次にボールト計算を部材の應力が凡てボールトの彎曲に依つて傳達せられるものと假定し第 452 圖に於ける P は各ボールトに均等に分布せられ

第 4 5 2 圖



るものとすれば一本のボールトにかゝる應力 Q' は

$$Q'=\frac{P}{n}$$

上式中 n…… ボールトの數.

にして

$$\left.\begin{aligned} M_0&=\frac{1}{4}Q'\left(\frac{b}{2}+g\right) \\ d^3&=\frac{8Q'}{\pi f}\left(\frac{b}{2}+g\right) \end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(205)$$

上式中　d……ボールト直徑.

f……ボールトの抗曲强度.

(205) 式にてボールトの大さを決定し得る，斯くして得られた d が剪力及支壓强に對して充分なる强度を有するか否かを檢査する，一般の實例に於ては剪力に對しては殆ど檢算する必要がないけれども支壓强に對しては一應檢査する方が可い。

次にボールトの間隔を決定するには挾接材の剪斷及胝斷 Splitting に對して計算せられる，例へば i_1 なる間隔に於て

剪斷さるべき面積……$4gi_1$

剪斷力…………………Q'

なるを以て剪斷に抵抗する爲に間隔 i_1 は

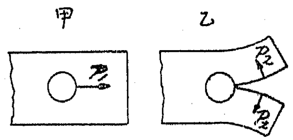
$$i_1 \geqq \frac{Q'}{4gf_s}\cdots\cdots\cdots\cdots(206)$$

なくてはならない，又第 453 圖甲に於てボールトに P_1 なる力が作用した場合乙に示すが如き現象がある，斯る現象を胝斷と稱し P_2 なる應力を胝斷力と稱す，而して實驗の結果 P_1 と P_2 との關係は木材に於て約

$$\frac{P_2}{P_1}=\frac{1}{10}\cdots\cdots\cdots\cdots(207)$$

である，故に

第　4　5　3　圖



胝斷さるべき面積……$2gi_1$

胝斷力…………………$\frac{Q'}{10}$

なるを以て胝斷に抵抗する爲には間隔 i_1 は

$$i_1 \geqq \frac{Q'}{20gf_t}\cdots\cdots\cdots\cdots(208)$$

上式中 f_t……纖維に直角の方向の許容抗張强度.

である，故に (206) 式と (208) 式とに依つて兩者に要する間隔 i_1 は

$$i_1 \geqq \frac{Q'}{4g}\left(\frac{1}{f_s}+\frac{1}{5f_t}\right)\cdots\cdots\cdots\cdots(209)$$

でなくてはならない。

以上の如くにしてボールトを計算するのであるが (204) 式の方法は直接張力に依つて設計せられるを以て施工に於てボールトの穴を其の直徑よりも多少大きく造られた方が理論と一致する，(205) 式の方法はボールトの彎曲に依つて設計せられるを以て施工に於てボールトの穴を小さく穿ちボールトを敲き込む位にした方が理論と一致するのである，一般に後者の計算方法が大なる直徑を與へる。

以上の結果は弦材が直應力のみを受けると假定して計算せられたのであるけれども第 448 圖に示すが如く下路橋に於ては床桁を直接下弦材の上に置くを以て床桁の反力に依つて下弦材は彎曲率の作用を受ける，若し下弦材の設計に於て彎曲率の影響をも考慮する時は

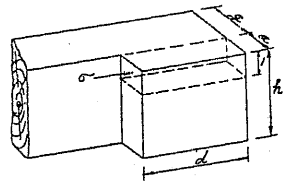
$$f_t \text{ or } f_c > \sigma_0=\frac{P}{A'}\pm\frac{M}{W}\cdots\cdots\cdots\cdots(210)$$

上式中　P 及 M……弦材の最大直應力及最大彎曲率.

A' 及 W……弦材の純斷面積及斷面係數.

に依つて斷面が決定せられる，又繼手の計算に於て斷面の應力分布が均等でない爲に多少異つて來る，今繼手に於ける應力の分布は部材同樣**フツクの法則** Hook's low に從ふものと假定すれば a なる寸法は第 454 圖に於て

第　4　5　4　圖



$$\sigma=\frac{P}{A}+\frac{M}{W}\quad\left(\text{但し }\frac{P}{A}>\frac{W}{M}\text{ とす}\right)$$

$$A=2ah$$

$$W=\frac{2ah^2}{6}=\frac{ah^2}{3}$$

$$\therefore\ \left.\begin{aligned}\sigma&=\frac{P}{2ah}+\frac{3M}{ah^2} \\ a&\geqq\frac{P}{2hf_b}+\frac{3M}{f_bh^2}\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(211a)$$

に依つて決定せられる，又 d なる寸法を決定する場合 $d\times h$ 面の剪斷强

は $a\times h$ に作用する支壓力に抵抗しなくてはならない，而して其の支壓强度 σ は上端に於て最大なるを以て $1\times a$ なる小柱が σ なる最大支壓力に抵抗する爲には

最大支壓力$=\sigma\times1\times a$

部材の抗剪力$=(1\times d+a\times d)f_s=d(1+a)f_s$

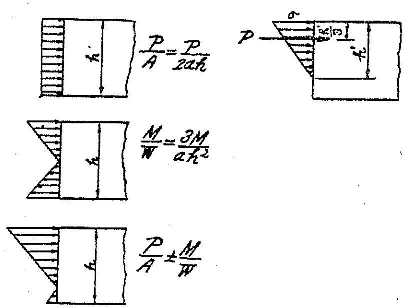
$$d\geqq\frac{\sigma}{f_s}\ \frac{a}{1+a}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(212)$$

でなくてならない，尙 e なる寸法も d 同樣にして決定する事が出來る，又 c 及 g の計算は前述の場合と異ならず (210) 式を使用する。

但し玆に於て注意すべき事は (211a) 式は $\frac{P}{A}$ が $\frac{M}{W}$ よりも大なる事を條件とする事である，若し

第　4　5　5　圖

甲　　乙



$$\frac{P}{A}<\frac{M}{W}$$

$$\frac{P}{2ah}<\frac{3M}{ah^2}$$

$$\frac{M}{P}>\frac{h}{6}\cdots\cdots(211b)$$

なる時は第 455 圖甲に示すが如く a なる鍵手の下端に張力が作用する結果となる，然るに斯る部分の張力は之を認める事が出來ない，從つて應力の分布は第 455 圖乙の如く考ふべきである．

$$P=\frac{2ah'\sigma}{2}=ah'\sigma$$

$$M=P\left(\frac{h}{2}-\frac{h'}{3}\right)$$

$$\frac{M}{P}=\frac{h}{2}-\frac{h'}{3},\quad h'=3\left(\frac{h}{2}-\frac{M}{P}\right)$$

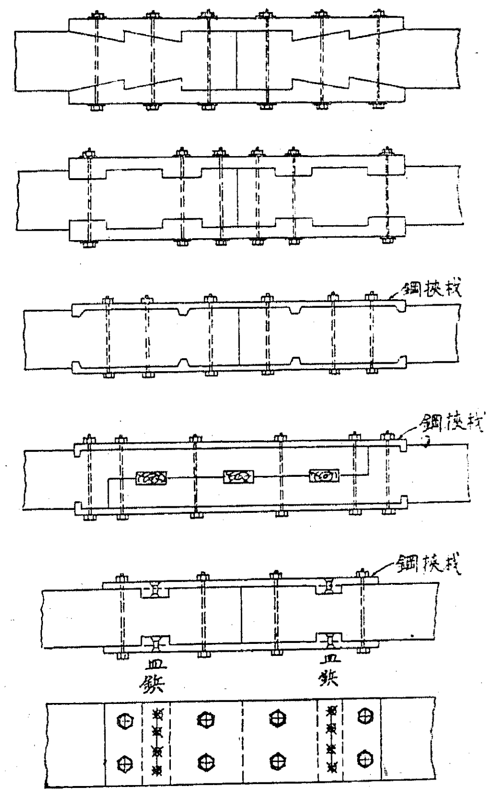
$$\therefore\quad \left.\begin{aligned}\sigma&=\frac{P}{3a\left(\frac{h}{2}-\frac{M}{P}\right)}\\ a&\geqq\frac{P}{3f_b\left(\frac{h}{2}-\frac{M}{P}\right)}\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(211c)$$

上式中　f_b……木材の抗支壓强度.

尙彎曲率の影響を考へた場合のボールトの計算は偏心鋲接の鋲の計算と同一である(§ 44 參照)。

第 456 圖は下弦材繼手の實例である。

第　4　5　6　圖



(b)　**上弦材.**

上弦材の斷面は總斷面積を以て計算せられ其の所要總斷面積 A は

$$\left.\begin{aligned}A&=\frac{N}{f_c'}\\ f_c'&=\eta\times f_c\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(213a)$$

上式中 N……部材の最大應壓力（瓩）.

f_c'……抗壓材の許容抗壓强度（瓩/糎^2）.

f_c……短柱の許容抗壓强度（瓩/糎^2－§ 22 參照）.

η……係數.

に依つて決定せられる，尙 η なる係數は

$$\left.\begin{array}{ll} \frac{l}{i}>100 & \eta=3{,}525\left(\frac{i}{l}\right)^2 \\ \frac{l}{i}<100 & \eta=1.046-0.00693\frac{l}{i} \end{array}\right\}\cdots\cdots(213\text{b})$$

上式中 l……抗壓材の自由長.

i……最小環動半徑.

丸太（直徑 d）に對して $i=\frac{d}{4}$

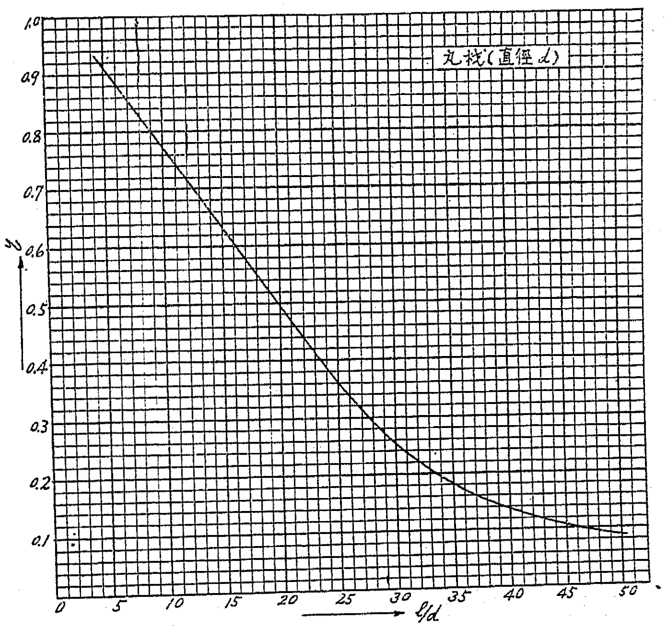
角材（小なる邊長 b）に對して $i=b\sqrt{\frac{1}{12}}\fallingdotseq 0.289\,b$

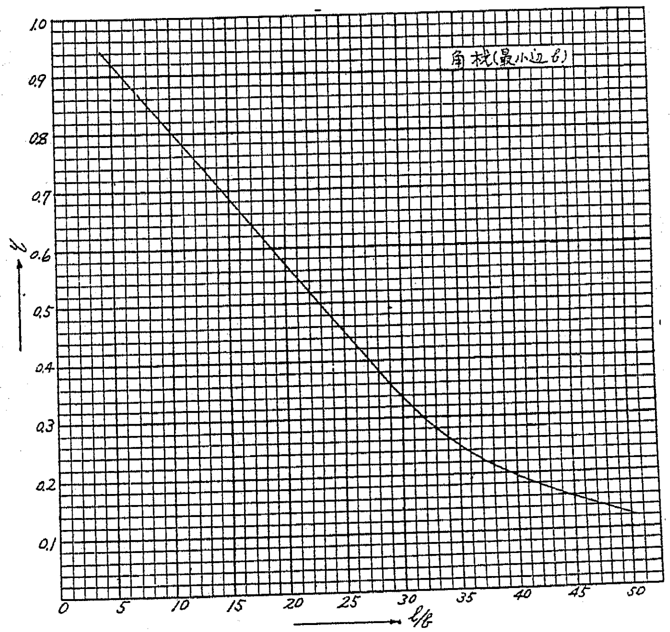
である，第 32 表は d 或は b に對する η の値を示す。

一般に計算の上に於ては上弦材は下弦材よりも小なる斷面で足りる場合が多い，從つて上弦材を下弦材に比して多少小なる斷面を使用する事もあるけれども部材の幅を縮少する事は垂直材を傾ける結果となつて面白くない，故に下弦材と同一寸法の材料を同數使用する。

若し部材が二本以上より成る時は材片個々の强度を部材としての强度よりも低下せしめない樣處々に塡充材を挿入して相互を締結して各材片の自由長を減少する，上弦材の繼手は下弦材の繼手同樣一箇處に集めない，其の構造は衝頭接合とし兩側より添接板を當てボールトを以て締付める，故に施工に際して部材の切口が完全に接觸する樣に注意する且架橋後も常に注意を怠らず木材の收縮に因つて接合面に間隙を生じたる場合には速かに鐵板等を其の間に打込んで接觸を持續せしめなければならない，若し斯る維持の期待せられない場合にはボールトの彎曲に依つて應力を傳へる樣下弦

第 32 表



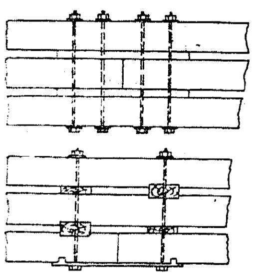


材の場合と同樣に先述せし方法に依つて計算せられる（第 457 圖參照)。

§ 92. 腹　材.

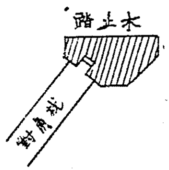
(a)　對角材.

第 4 5 7 圖



ハウトラスの場合には抗壓材なるを以て木材を使用し一本乃至二本の材片より成る，其の設計々算は上弦材と同樣である，只此の場合注意す可き事は對角材の端は枘を以て踏止木の枘穴に挿入せられるのであるけれども第 458 圖に示すが如く枘先が踏止木と完全に接觸して居るものと考へられない，故に對角材の支壓面は枘の周圍のみと考ふべきである。

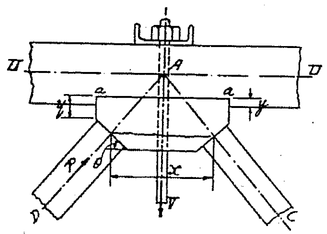
第 4 5 8 圖



(b)　踏止木 Angle block.

對角材及對材を弦材に連結する爲に踏止木を用ひる，踏止木には堅木を用ひ稀には鑄鐵製又は鐵筋混凝土製のものを使用し第 459 圖に示すが如く格點に於て各部材中心線が悉く一點に會せしめる樣にする，之が爲に踏止木は必要以上大なるものを使用する事がある，若し此の條件を滿足する事が出來ない場合には偏心に因つて生ずる應力を加算する事が必要である。

第 4 5 9 圖



踏止木と對角材との支壓强を計算する場合木材の許容應力は纖維の方向と之に直角の方向とに依つて異るを以て θ なる斜面の許容應力は (214) 式にて計算せられる。

第 459 圖の踏止木に於て

p_1……水平方向（纖維の方向）の許容應力.

p_2……垂直方向（纖維に直角の方向）の許容應力.

p……水平線と θ 角度をなす斜面の許容應力.

とすれば

$$p=p_1\sin^2\theta+p_2\cos^2\theta \cdots\cdots(214)$$

である，又對角材 D の應力の水平分力に因つて x に沿うて剪斷せられない樣にする，乃ち

$$x \geqq \frac{P\sin\theta}{b'f_s} \cdots\cdots(215)$$

上式中　P……對角材の最大應力.

b'……踏止木の幅.

f_s……踏止木の抗剪强度.

なる事が必要である，尙踏止木の弦材切込も對角材の應力の水平分力に充分抵抗し得る丈の深さを必要とし最小 3 糎とする。

P の水平分力……$P\sin\theta$

P の垂直分力……$P\cos\theta$

$a-a$ 面の摩擦力……$P\cos\theta\times k$（k は木材と木材との摩擦係數).

y 面の抗支壓强……$f_b\times yb$（b は弦材の幅員).

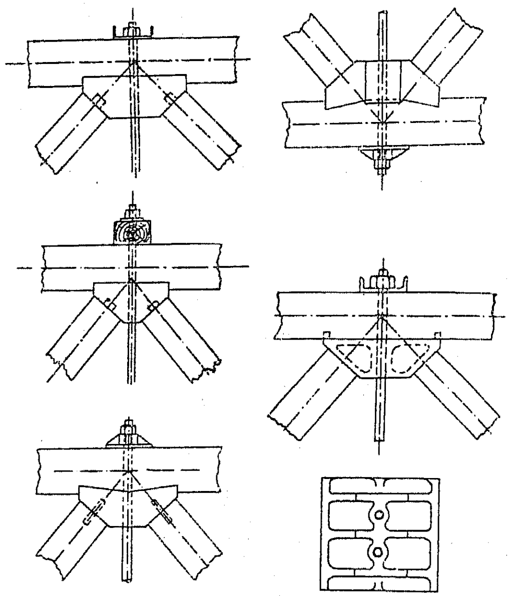
$$y \geqq \frac{P\sin\theta-P\cos\theta\times k}{f_b\times b} \text{ or } \frac{P}{f_b\times b}(\sin\theta-k\cos\theta) \cdots\cdots(216)$$

k の値は木目の方向及接觸面の濕氣の程度に依つて一定せず普通 0.2 乃至 0.5（0.3 と採る事多し）である，第 460 圖は踏止木の構造の種類を示すものである。

(c)　對　材.

對材はハウトラスの場合抗壓材なるを以て木材を使用し其の設計々算は上述の對角材と同一である，對材は計算に於ては徑間の中央附近の櫋格のみに必要であるけれども實際には全體の櫋格に設ける事が多い。

第　4　6　0　圖



(d)　**垂直材.**

垂直材はハウトラスの場合抗張材なるを以て鋼棒を使用し弦材に二本の材片を使用する場合には鋼棒一本．弦材に三本の材片を使用する場合には鋼棒二本とし弦材の間隙を通過する樣にする（踏止木に鑄鐵を使用する場合には第 460 圖參照），而して鋼棒の兩端は坐鐵及ナットを以て兩弦材に取付ける，鋼棒の純斷面積は兩端螺旋の谷に於て最小となる故に鋼棒の直徑は次の式にて決定する。

$$\left.\begin{aligned} d&=1.11d_1+1.4 \\ d_1&=\sqrt{\frac{4V}{\pi f_t}}=1.128\sqrt{\frac{V}{f_t}} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots(217)$$

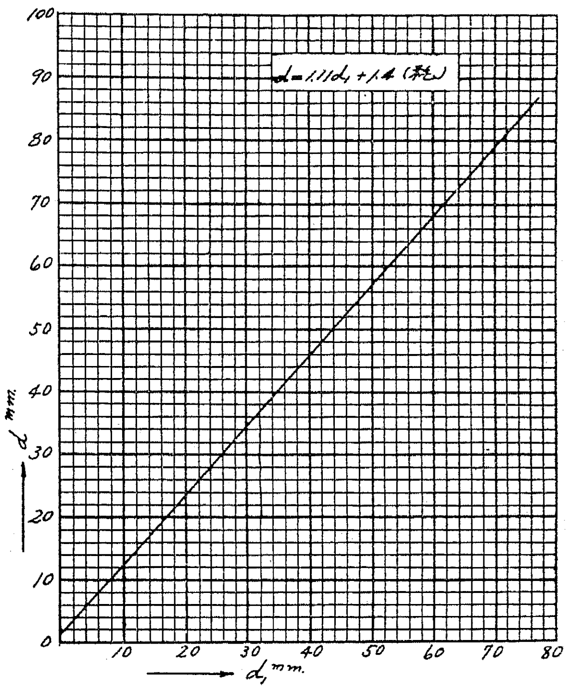
上式中　d……鋼棒の直徑（粍）.

d_1……鋼棒純斷面積の直徑（螺旋の谷の直徑）（粍）.

V……鋼棒の最大應力.

f_t……鋼棒の許容抗張强度.

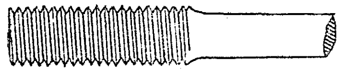
第　3　3　表



d……ボールトの總斷面積の直徑.
d_1……ボールトの純斷面積の直徑.

尙垂直材は相當長きを以て兩端の螺旋のみに依つて全體の純斷面積を減ずる事は相當不經濟である，故に螺旋を切る部分のみの直徑を大とし鋼棒の總斷面積を有効に働かしめる事がある，此の工作を**膨徑** Upsetting と云ふ（第 461 參照），膨徑の寸法は多くの型錄に記載されて居る，膨徑工作は相當困難なる作業であつて若し其の作業の完全を期する事能はざる場合或は直徑小なる鋼棒を使用する場合は寧ろ鋼棒其のものに螺旋を切り多少斷面積を犧牲にした方が可い，又 20 粍徑以下の大さは成可く之を避け且 70 粍徑以上のものも使用しない方が可い。

第 1 圖



鋼棒の斷面積は(217)式に依つて定められるが構を組立る際鋼棒は充分締付けられて後初めて抗張材として役立つものである，此の應力を**初張力** Initial tension と稱し 1,500 瓩乃至 4,500 瓩と假定せられるか或は

$$T=70(d-12) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(218)$$

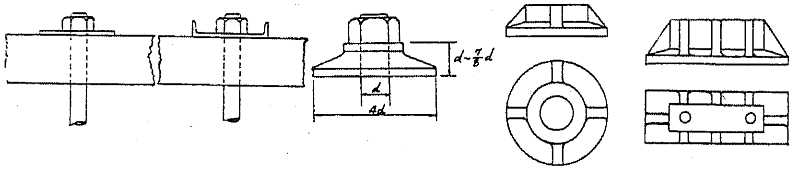
上式中 T……初張力(瓩).

d……鋼棒の直徑(粍).

に依つて計算せられる，故に(217)式中の V は垂直材としての最大應力に更に T を加算せられた値を採る。

鋼棒の螺旋端の坐鐵 Washer は鋼棒の全應力を木材に傳へるに充分なる面積を必要とする，一枚の鋼鈑を用ひたもの或は溝形鋼. 組立材 Built shape を使用したもの，又は鑄鐵にて特別の坐鐵を製作使用したもの等がある。

第 4 6 2 圖



普通坐鐵の寸法は其の幅ボールトの三倍、厚は直徑の $\frac{1}{3}$ として居るけれども實際計算して見ると遙かに大なるものを必要とする.

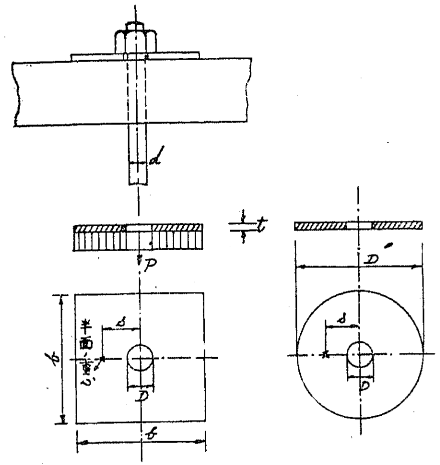
今第 463 圖に於て

d……鋼棒の直徑.

D……坐鐵の孔の直徑.

b……正方型坐鐵の邊長.

第 4 6 3 圖



甲 乙

D'……丸形坐鐵の直徑.

t……坐鐵の厚.

P……鋼棒の最大應張力.

f_b'……木材の纖維に直角の方向の許容抗支壓强度.

f……坐鐵の許容抗曲强度.

とすれば

正方形坐鐵(甲)に於て

$$(b^2-\frac{\pi D^2}{4})f_b'\geqq P$$

$$b\geqq\sqrt{\frac{P}{f_b'}+\frac{\pi D^4}{4}} \cdots\cdots\cdots\cdots(219a)$$

且 $$s=\frac{\frac{b^2}{2}\times\frac{b}{4}-\frac{D^2}{8}\pi\times\frac{2D}{3\pi}}{\frac{b^4}{2}-\frac{D^2\pi}{8}}=\frac{D}{2}\frac{(\frac{1}{2}\frac{b^3}{D^3}-\frac{1}{3})}{(\frac{b^2}{D^2}-\frac{\pi}{4})}$$

なるを以て

$$f\geqq\frac{P}{2}\times s\div\frac{(b-D)t^2}{6}$$

$$t\geqq\sqrt{\frac{3Ps}{f(b-D)}} \cdots\cdots\cdots\cdots(219b)$$

又丸形坐鐵(乙)に於て

$$\frac{\pi}{4}(D'^2-D^2)f_b'\geqq P$$

$$D'\geqq\sqrt{\frac{4P}{\pi f_b'}+D^2} \cdots\cdots\cdots\cdots(220a)$$

且 $s=\frac{2}{3\pi}\frac{D'^3-D^3}{D'^2-D^2}$ なるを以て

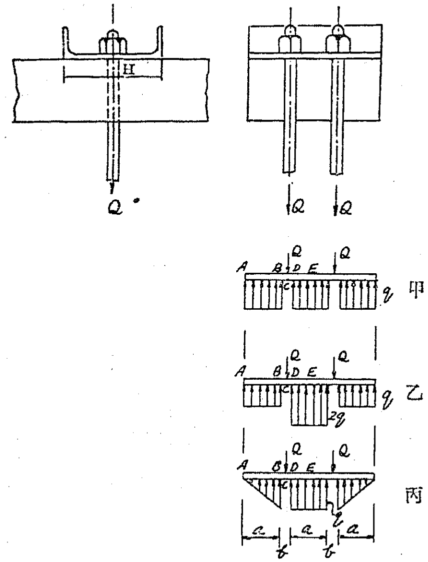
$$f\geqq\frac{\frac{P}{2}\times s}{\frac{(D'-D)t^2}{6}}$$

$$t \geqq \sqrt{\frac{3Ps}{f(D'-D)}} \cdots\cdots\cdots\cdots (220b)$$

となる。

又第464圖の如く數材片に跨る坐鐵の計算に於て各材片の應力分布を均等であると假定する時は（甲）

第　4　6　4　圖



$$f_b' \times 3Ha \geqq 2Q$$

$$H \geqq \frac{2Q}{3af_b'} \cdots\cdots\cdots\cdots (221a)$$

$$q = \frac{2Q}{3Ha}$$

$$M_a = 0$$

$$M_b = \frac{1}{3}Qa$$

$$M_c = \frac{1}{3}Q(a+b) \cdots（最大）$$

$$M_d = \frac{1}{3}Q\left(a+\frac{b}{2}\right)$$

$$M_e = \frac{1}{3}Q\left(\frac{a}{4}+\frac{b}{6}\right)$$

所要斷面係數　$W \geqq \frac{Q(a+b)}{3f} \cdots\cdots\cdots\cdots (222a)$

同樣に各材片の應力分布を（乙）及（丙）の如く假定する時は

（乙）　$H \geqq \frac{Q}{af_b'} \cdots\cdots\cdots\cdots (221b)$

$W \geqq \frac{M_c}{f}$ or $\frac{Q(a+b)}{4f} \cdots\cdots\cdots\cdots (222b)$

（丙）　$H \geqq \frac{Q}{af_b'} \cdots\cdots\cdots\cdots (221c)$

$W \geqq \frac{M_c}{f}$ or $\frac{Q(a+4b)}{6f} \cdots\cdots\cdots\cdots (222c)$

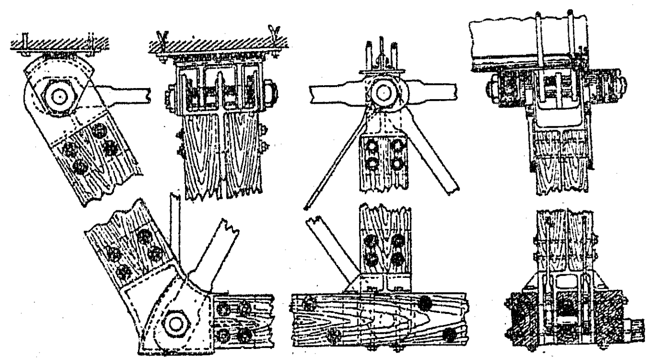
となる，以上の諸式を以て計算された坐鐵の大さは可成り大なる寸法となり事實斯樣に大なるものを使用した實例もない，計算に依つて得た寸法の

約半分位のものを使用してゐる，要する處實際垂直材が最大應力を受ける樣な事もなく且坐鐵の支壓强に因る破壞は他の破壞に比して大なる危險を伴はない爲であろう。

§ 93.　床部の構造.

下路橋の場合は下弦材の上に横桁を置き更に其の上に縱桁を列べて敷板を打付ける，第447圖に示す實例の如く垂直材（プラツト構に於ては抗壓材）の木材を下弦材附近より鐵材に變化して床桁を吊した構造とする事がある（第465圖參照），斯る構造となす時は中間の床桁より生ずる下弦材の

第　4　6　5　圖



彎曲率を除去し得る特點はある，又橋幅が狹く徑間も大ならざる場合には構の高さを 1.5 米乃至 2.0 米とし構を高欄兼用に使用する樣な木橋に於て縱桁を省略し床桁の上に直接敷板を縱の方向に張つて行く。

敷板以上の床張の構造は木桁橋の場合と同一である。

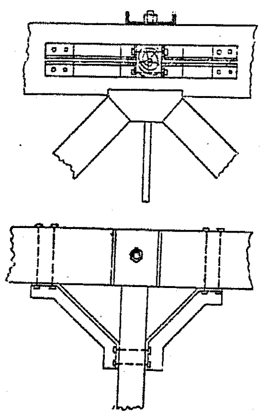
§ 94.　横綾構及橋門構.

木構橋の横綾構は多くハウ構として設計せられ垂直材には鋼棒．對角材には木材を使用し其の格點の構造は主構と同一である，主構の垂直材たる鋼棒の爲横綾構の格點は主構の格點と一致せしめない，6 糎乃至 12 糎位

置をづらして同一分格長を選ぶか或は兩者の分格數を異にする，又成可く對角材の傾斜は 45° 近くにする。

幅員相當廣い橋梁に於ては横綾構の對角材も相當大なる寸法を必要とし夫れ自身の重量で撓む結果となつて施工者には非常に不安である，斯る場合には對角材を廢し垂直材に木材を使用し格點の彎曲率に抵抗せしめる爲山形鋼を以て其兩側から弦材に取付た構造とする（第466圖參照）。

第 4 6 6 圖



上横綾構を省略した倭構に於ては少くとも格線毎に上弦を控木に依つて補剛する，控木は床桁を延長したる端に取付ける，勿論完全なる構造と云ふ事は出來ない，木構橋の橋門構は殆ど隅控橋門を使用する，而して其の兩柱間の支柱及隅束は木材と鋼棒とを併用して壓力及張力に抵抗せしめる。

§ 95. 端支承.

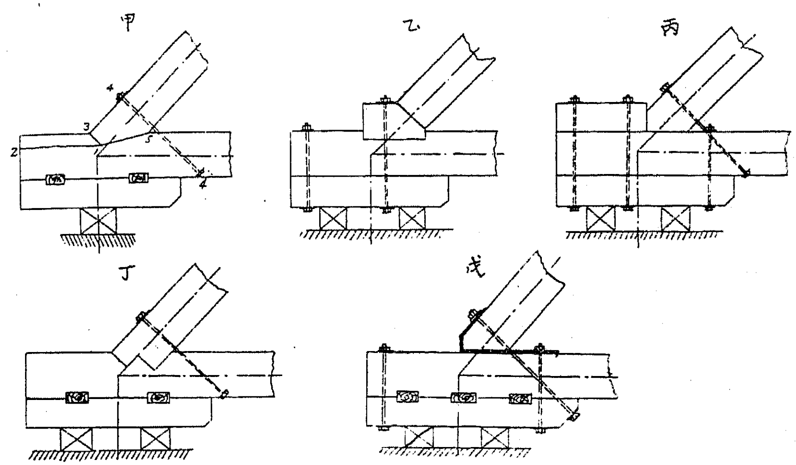
第467圖は端柱の端の構造を示すものである，甲圖に於ては端柱を弦材に缺込として端柱の應力を 1—2 の抗剪強. 1—5 の摩擦抵抗. 4—4 ボールトの抗張強及 1—3 の抗支壓強に依つて傳達する，乙圖は踏止木を使用し丙圖は專らボールトの抗剪強及抗張強に依つたものである，丁圖は甲圖と同一. 戊圖は鐵物の抗支壓強及ボールトの抗剪強等に依つたものである。

弦材の下に臺持木を入れ其の間に處々楔を挿入して兩材間の水平力に抵抗せしめる，枕土臺には一本乃至二本の木材を使用する。

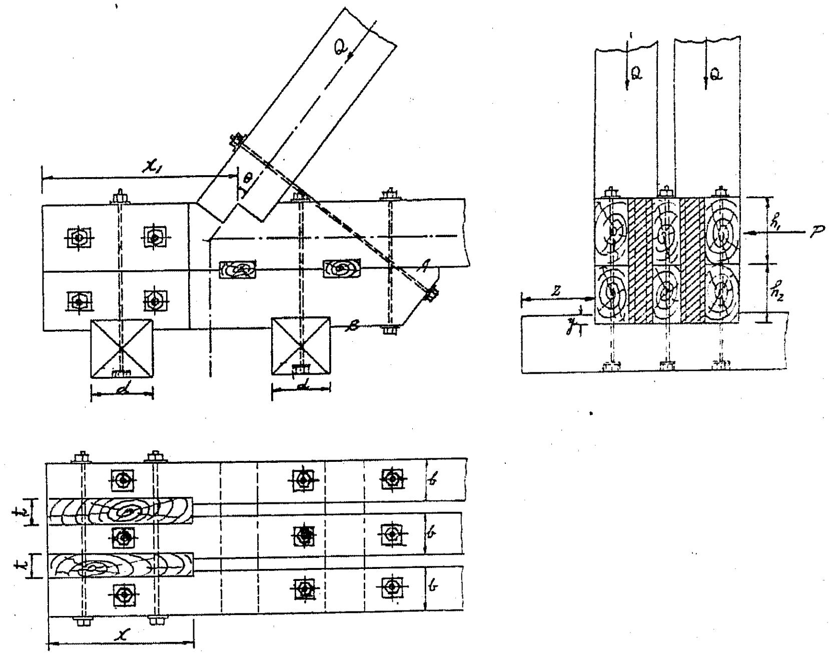
尙風壓等の横荷重に對しては木材間の摩擦に依つて抵抗せられるけれども第468圖の如き構造とする事がある。

今端柱の最大應壓力を Q とすれば弦材と端柱との接觸面積 A は

第 4 6 7 圖



第 4 6 8 圖



$$A \geqq \frac{Q}{p} \quad \cdots\cdots\cdots(223a)$$

上式中 p……傾きたる面の許容抗支壓應力 (214 式).

にて求め得る，又 x_1 なる距離は Q の水平分力に抵抗するを以てボールトの抵抗力を省略すれば

$$3x_1bf_s \geqq Q\sin\theta$$

$$x_1 \geqq \frac{Q\sin\theta}{3bf_s} \quad \cdots\cdots\cdots(223b)$$

である，同樣にして A 及 B 接觸面に於ても Q の垂直及水平分力に依つて設計せられる，又風壓等の横荷重 P に對抗して弦材の端に $t\times d$ なる堅木の塡材を挿入する，然る時は塡材の一個の受ける彎曲率は

$\frac{P}{2}\times\frac{h_1+h_2}{2}$ なるを以て x, y 及 z は

$$\left.\begin{aligned} x &\geqq \frac{3}{2}\,\frac{P(h_1+h_2)}{ft^2} \\ y &\geqq \frac{P}{2df_b} \\ z &\geqq \frac{P}{2df_s} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots(224)$$

上式中 f. f_b 及 f_s……木材の抗曲、抗支壓及抗剪應力.

に依つて計算せられる。

§ 96. 反り.

木構橋の反りは鋼構橋に比較して其の量多い，而して反りの表示法には二つの方法がある，乃ち第469圖甲に於て $\frac{c}{l}$ にて表す方法と上弦材の長と下弦材の長との差にて表す方法とである，而して二者の關係は次の如くである。

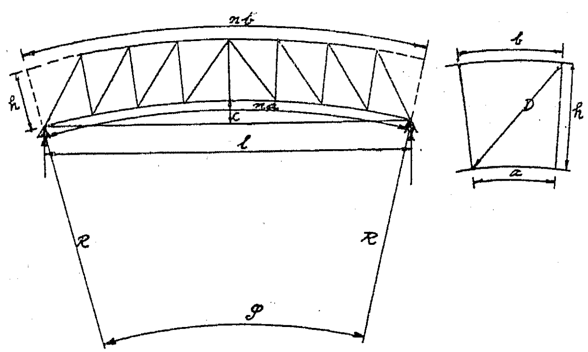
上下弦材の曲線を圓弧と假定して

$$R^2-(R-c)^2=\frac{l^2}{4}$$

$$R=\frac{l^2}{8c}+\frac{c^2}{2} \qquad R\fallingdotseq\frac{l^2}{8c} \quad \cdots\cdots\cdots(225)$$

第　4　6　9　圖

甲　　乙



$na=R\varphi$ 及 $nb=(R+h)\varphi$ に依り

$$n(b-a)=h\varphi=na\frac{8ch}{l^2}$$

$$\therefore\ \frac{c}{l}=(b-a)\times\frac{l}{8ah} \quad \cdots\cdots\cdots(226)$$

となる，普通の徑間長に於ては $\frac{c}{l}$ を $\frac{1}{250}$ 乃至 $\frac{1}{400}$ とする，又第469圖乙に於て對角材の長さ D は

$$D=\sqrt{\left(a+\frac{b-a}{2}\right)^2+h^2} \quad \cdots\cdots\cdots(227)$$

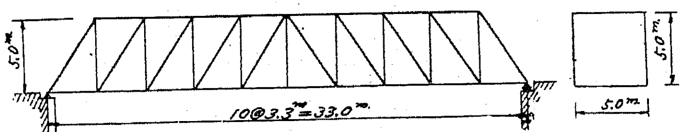
にて計算する。

第 9 節　木構橋設計實例

§ 97. 木構橋設計實例.

(1) 設計條項.

第　4　7　0　圖



徑間長………33.0 m.

格間數………10.

有効幅員……4.0 m.

構高…………5.0 m.

構の間隔……5.0 m.

(2) **荷重及許容應力.**

死荷重………道路構造に關する細則第拾九條（附錄參照）.

活荷重………500 kg/m² の群集荷重.

但し床部構造に於て自動車荷重は道路構造に關する細則に規定せられた三等橋に該當するものを使用する.

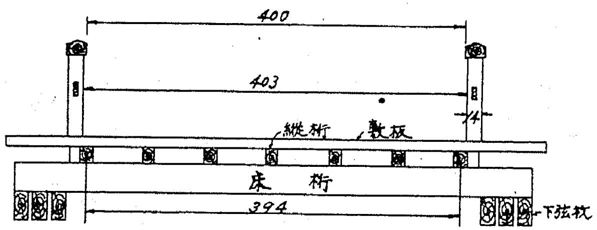
衝　擊………集中荷重及群集荷重共に 30％

許容强度……第 1 卷第 4 節許容應力.（松）

(3) **床張及床部.**

(a) 敷板 ($l \fallingdotseq 65.7$ cm)

第 4 7 1 圖



活荷重……… $\dfrac{2,250}{20\times24}=4.7$ kg/cm.²

$=470$ kg/cm.（敷板幅一米當り）

衝　擊……… $470\times0.3=140$ kg/cm.

610 kg/cm.

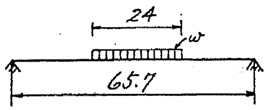
$$_lM_0=\frac{610\times24}{4}\left(65.7-\frac{24}{2}\right)=196{,}540 \text{ kg-cm.}$$

厚 10 cm. の敷板を使用するものとすれば

死荷重……$650\times0.10=65.0$ kg/m.²

$$_dM_0=\frac{0.65\times65.7^2}{8}=350 \text{ kg-cm.}$$

第 4 7 2 圖



である，故に最大彎曲率 M_0 及最大纖維應力 σ_0 は各

$$M_0=196{,}540+350=196{,}890 \text{ kg-cm.}$$

$$\sigma_0=\frac{6\times196{,}890}{100\times10^2}=118 \text{ kg/cm.}^2$$

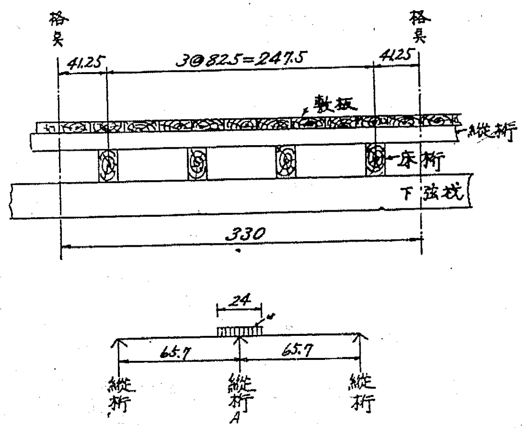
である，敷板に對する許容應力を 50％ 增加するもの（第 1 卷木桁橋實例參照）とすれば

許容應力度$=105\times1.5=157.5$ kg/cm.² >118 kg/cm.²

である。

(b) 縦桁 ($l=82.5$)

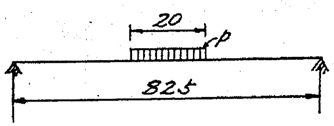
第 4 7 3 圖



$w=4.7\times1.3=6.1$ kg/cm.²

縦桁 A の最大活荷重度 $p=2\times\dfrac{12\,w\left(65.7-\dfrac{12}{2}\right)}{65.7}=133.0$ kg/cm.

第 4 7 4 圖



$$_lM_0=\frac{20p}{4}\left(82.5-\frac{20}{2}\right)=48{,}210 \text{ kg-cm.}$$

12 cm.×18 cm. の角材を使用するものとすれば

死荷重　敷板…$0.65\times82.5=53.6$ kg/m.

桁……$0.12\times0.18\times650=14.0$ kg/m.

67.6 kg/m.$\fallingdotseq0.68$ kg/cm.

$${}_aM_0=\frac{0.68\times82.5^2}{8}=580 \text{ kg-cm.}$$

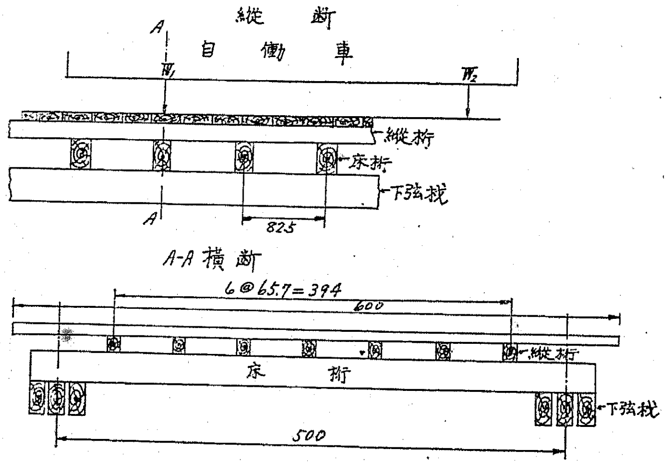
$$M_0={}_lM_0+{}_aM_0=48,210+580=48,790 \text{ kg-cm.}$$

$$\sigma_0=\frac{6\times48,790}{12\times18^2}=75.3 \text{ kg/cm.}^2<105 \text{ kg/cm.}^2$$（許容纖維應力）

（c） 床桁（$l=500$ cm.）

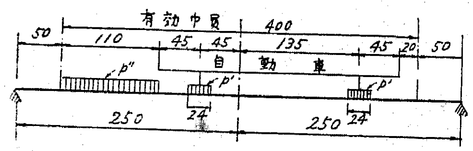
イ） 活荷重に因る最大彎曲率.

第 4 7 5 圖



床桁に於ては凡て荷重は格點荷重として負載されるけれども之を直接荷重するものと假定すれば自動車及群集荷重に依る最大彎曲率は次の如くになる。

第 4 7 6 圖



$$p'=20w\times\frac{82.5-5.0}{82.5}=114.6 \text{ kg/cm.}$$

$p''=500\times0.825=412.5$kg/m.$\fallingdotseq4.1$ kg/cm.

$$R_a=\frac{1}{500}(4.1\times110\times395+114.6\times24\times295+114.6\times24\times115)$$
$$=2,612\text{kg.}$$

$${}_lM_0=2,612\times205-4.1\times110\times100-114.6\times12\times6=482,100 \text{ kg-cm.}$$

ロ） 死荷重に因る彎曲率.

高欄の重量は 30 kg/m. 乃至 60 kg/m. 位のものである，本實例に於ては 45 kg/m. と假定する

一床桁當りの死荷重

敷板	$650\times.10\times0.825\times6.0=$	321.75 kg.
縦桁	$7\sim0.12\times0.825\times650=$	81.08 kg.
高欄	$2\sim45\times0.825$	$=$ 74.25 kg.
		477.08 kg.

死荷重を等布荷重と假定し 24cm.×36cm. の角材を使用するものとすれば

$$\text{死荷重度 } q=0.24\times0.36\times650+\frac{477.08}{5.0}$$
$$=151.58 \text{ kg/m.}$$

故に $q=152$ kg/m. とする.

$${}_dM_0=\frac{152\times2.05\times2.95}{2}=459.61\text{kg-m.}$$

ハ） 斷面決定.

$$M_0=482,100+45,960=528,060 \text{ kg-cm.}$$

$$\sigma_0=\frac{6\times528,060}{24\times36^2}=102 \text{ kg/cm.}^2<105\text{kg/cm.}^2$$（許容纖維應力）

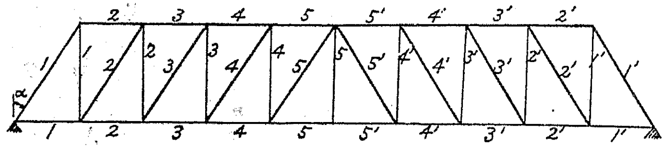
（4） **主構の應力.**

（a） 活荷重に因る軸應力.

L. U. D 及 V は下弦材. 上弦材. 對角材及垂直材を表し，各部材は第 477 圖に示す記號を以て表し，λ. d. 及 v は各部材の長を表すものとする。

$\lambda=3.3$ m.　　$v=5\cdot0$ m.　　$d=5.99$ m.

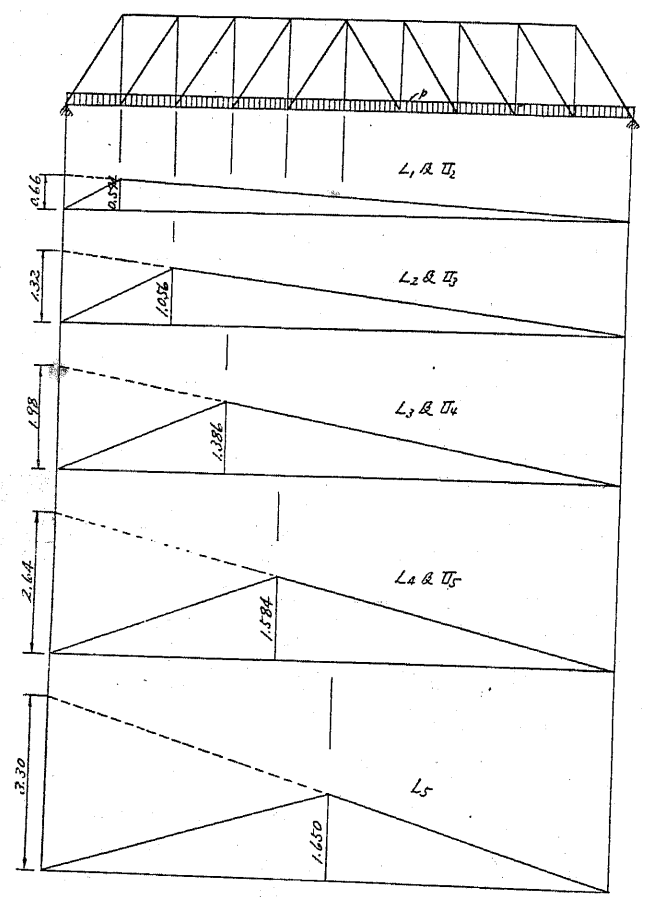
第 4 7 7 圖



sec α=1.2　　tan α=0.66

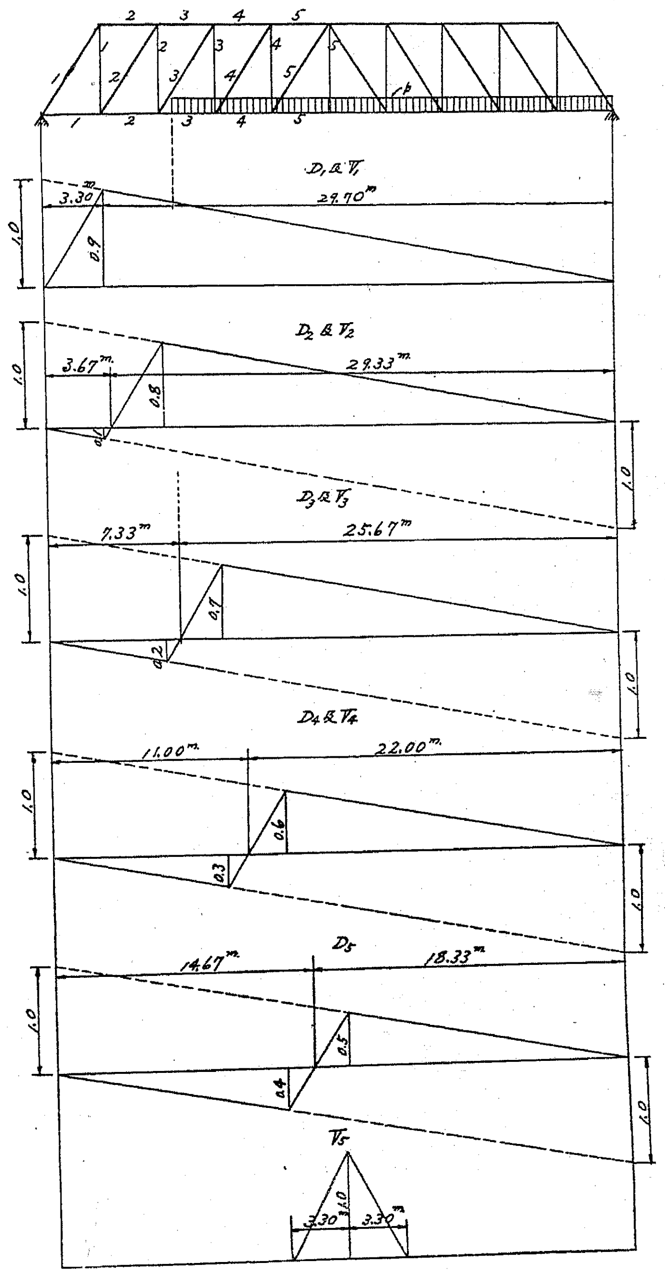
第 4 7 8 圖 共1

弦材の影響線（弦材の最大活荷重應力の載荷狀態）



第 4 7 8 圖 共2

腹材の影響線（D_3 及 V_3 の最大活荷重應力の載荷狀態）



$p=500\times2.0\times1.3=1,300$ kg/m. of truss.

最大應力

$+L_1=-U_2=\dfrac{0.594\times33.0}{2}\times1,300=12,740$ kg.

$+L_2=-U_3=\dfrac{1.056\times33.0}{2}\times1,300=22,650$ kg.

$+L_3=-U_4=\dfrac{1.386\times33.0}{2}\times1,300=29,730$ kg.

$+L_4=-U_5=\dfrac{1.584\times33.0}{2}\times1,300=33,980$ kg.

$+L_5=\dfrac{1.650\times33.0}{2}\times1,300=35,360$ kg.

$+V_1=\dfrac{0.900}{2}\times33.0\times1,300=19,310$ kg.

$-D_1=19,310\times1.2=23,170$ kg.

$+V_2=\dfrac{0.800}{2}\times29.33\times1,300=15,250$ kg.

$-D_2=15,250\times1.2=18,300$ kg.

$+V_3=\dfrac{0.700}{2}\times25.62\times1,300=11,680$ kg.

$-D_3=11,680\times1.2=14,020$ kg.

$+V_4=\dfrac{0.600}{2}\times22.00\times1,300=8,580$ kg.

$-D_4=8,580\times1.2=10,300$ kg.

$-D_5=\dfrac{0.500}{2}\times18.33\times1,300\times1.2=7,150$ kg.

$+V_5=1.00\times3.30\times1,300=4,290$ kg.

最小應力

$-V_2=\dfrac{0.100}{2}\times3.67\times1,300=240$ kg.

$+D_2=240\times1.2=290$ kg.

$-V_3=\dfrac{0.200}{2}\times7.33\times1,300=950$ kg.

$+D_3=950\times1.2=1,140$ kg.

$-V_4=\dfrac{0.300}{2}\times11.00\times1,300=2,150$ kg.

$+D_4=2,150\times1.2=2,580$ kg.

$+D_5=\dfrac{0.400}{2}\times14.67\times1,300\times1.2=4,580$ kg.

(b) 死荷重に因る軸應力.

床部構造に因る格點死荷重

高欄	$45\times3.3=$	148.5 kg.
敷板	$0.10\times3.0\times3.3\times650=$	643.5 kg.
縦桁	$3.5-0.12\times0.18\times3.3\times650=$	162.162 kg.
床桁	$4-0.24\times0.36\times\dfrac{5.55}{2}\times650=$	623.376 kg.
合計		1,577.538 kg.

1,600 kg./panel. とす

主構及横構の重量は屢々詳述せし如く實驗式を使用せず既成橋梁より判斷すべきである，然し本實例に於て見られるが如く床部構造迄は主構等に關係なく確定し得るを以て先づ床部構造を設計し其の重量を主構及横構の重量決定の參考にすべきである，公道橋の多くの實例に於ては床部構造の重量と主構及横構の重量の和は略同一程度若くは後者が稍大なるものである，本實例に於ては後者が前者より 10%大なりと假定する，乃ち

$1,600\times1.1=1,760$ kg./panel.

とする又床部構造の重量は載荷弦の格點のみに載荷し主構及横構の重量は上下弦に切半して載荷するものとする.

上弦格點荷重$=\dfrac{1,760}{2}=880$ kg.

下弦格點荷重$=\dfrac{1,760}{2}+1,600=2,480$ kg.

$880+2,480=3,360$ kg.

各部材の軸應力

$R_a=\dfrac{9}{2}\times3,360=15,120$ kg.

$+L_1=-U_2=15,120\times0.66=9,980$ kg.

$+L_2=-U_3=(2\times15{,}120-3{,}360)\times0.66=17{,}840$ kg.

$+L_3=-U_4=(3\times15{,}120-3\times3{,}360)\times0.66=23{,}280$ kg.

$+L_4=-U_5=(4\times15{,}120-6\times3{,}360)\times0.66=26{,}610$ kg.

$+L_5=(5\times15{,}120-10\times3{,}360)\times0.66=27{,}720$ kg.

$-D_1=15{,}120\times1.2=18{,}140$ kg.

$+V_1=15{,}120-880=14{,}240$ kg.

$-D_2=(15{,}120-3{,}360)\times1.2=14{,}110$ kg.

$+V_2=15{,}120-3{,}360-880=10{,}880$ kg.

$-D_3=(15{,}120-3{,}360\times2)\times1.2=10{,}080$ kg.

$+V_3=15{,}120-3{,}360\times2-880=7{,}520$ kg.

$-D_4=(15{,}120-3{,}360\times3)\times1.2=6{,}020$ kg.

$+V_4=15{,}120-3{,}360\times3-880=4{,}160$ kg.

$-D_5=(15{,}120-4\times3{,}360)\times1.2=2{,}020$ kg.

$V_5=2{,}480$ kg.

(c)　合成應力.

第　3　4　表　其 1

名稱	部材	死荷重應力 瓩	活荷重應力 瓩		合成應力 瓩		設計	
			最大	最小	最大	最小	應力 瓩	部材
下弦材	L_1	+ 9,980	+12,740	0	+22,720	+ 9,980	+22,720	抗張材
〃	L_2	+17,480	+22,650	0	+40,130	+17,480	+40,130	〃
〃	L_3	+23,280	+29,730	0	+53,010	+23,280	+53,010	〃
〃	L_4	+26,610	+33,980	0	+60,590	+26,610	+60,590	〃
〃	L_5	+27,720	+35,390	0	+63,110	+27,720	+63,110	〃
上弦材	U_2	− 9,980	−12,740	0	−22,720	− 9,980	−22,720	抗壓材
〃	U_3	−17,480	−22,650	0	−40,130	−17,480	−40,130	〃
〃	U_4	−23,280	−29,730	0	−53,010	−23,280	−53,010	〃
〃	U_5	−26,610	−33,980	0	−60,590	−26,610	−60,590	〃

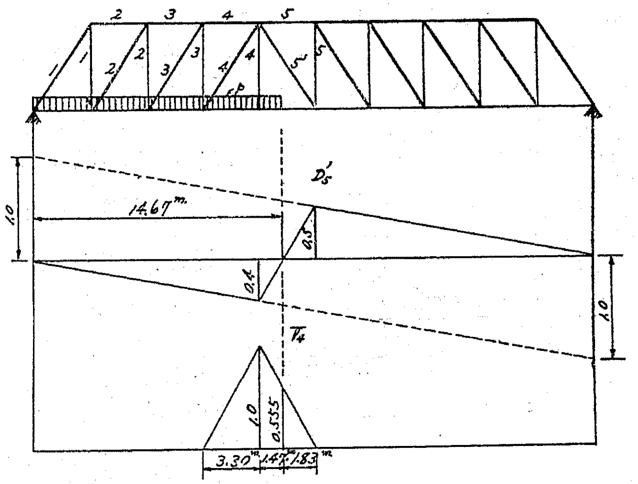
垂直材	V_1	+14,240	+19,310	0	+33,550	+14,240	+33,550	抗張材
〃	V_2	+10,880	+15,250	− 240	+26,130	+10,640	+26,130	〃
〃	V_3	+ 7,520	+11,680	− 950	+19,200	+ 6,570	+19,200	〃
〃	V_4	+ 4,160	+ 8,580	−2,150	+12,740	+ 2,010		
〃	V_5	+ 2,480	+ 4,290	0	+ 6,770	+ 2,480		
對角材	D_1	−18,140	−23,170	0	+41,310	−18,140	−41,310	抗壓材
〃	D_2	−14,110	−18,300	+ 290	∓32,410	−13,820	−32,410	〃
〃	D_3	−10,080	−14,030	+1,140	−24,110	− 8,940	−24,110	〃
〃	D_4	− 6,050	−10,300	+2,580	−16,350	− 3,470	−16,350	〃
〃	D_5	− 2,020	− 7,150	+4,580	− 9,170	+ 2,560		

D_5 は交番應力を受けるを以て對材 D_5' を使用する，對材の最大應力を惹起する構形及載荷狀態は第 479 圖に示すが如く其の應力は D_5 の最小應力と同一でたゞ符號を異にするのみである。

D_5'　最大活荷重應力＝+4,580 kg.

D_5'　死荷重應力＝−2,020 kg.

第　4　7　9　圖



尙對材が作用する際 V_5 及 V_4 の應力は變化する

V_5 の活荷重應力$=\frac{0.4}{2}\times 14.67\times 1,300=3,810$ kg.

V_5 の死荷重應力$=-(15,120-4\times 3,360-2,480)=+800$ kg.

V_5 の合成應力$=3,810+800=4,610$ kg.

V_4 の活荷重應力$=(\frac{1.0}{2}\times 3.3+\frac{1.0+0.555}{2}\times 1.47)\times 1,300$

$=3,630$ kg.

V_4 の死荷重應力$=2,480$ kg.

V_4 の合成應力$=3,630+2,480=6,110$ kg.

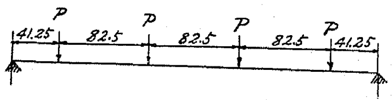
以上の結果を第 34 表其 1 と比較して V_4 V_5 及 D_4 D_5 の設計に於ては次の數字を使用する（道路構造に關する細則第三十五條參照）.

第 3 4 表 其 2

名稱	部材	死荷重應力 瓩	活荷重應力 瓩	有効死荷重應力 瓩	設計 應力 瓩	設計 部材
垂直材	V_4	+4,160	+8,580		+12,740	抗張材
〃	V_5	+2,480	+4,290		+ 6,770	〃
對角材	D_5	−2,020	−7,150		− 9,270	抗壓材
對材	D_5'	+2,020	−4,580	$+2,020\times\frac{2}{3}=-1,350$	− 3,230	〃

(d) 下弦材の彎曲率.

第 4 8 0 圖



床桁は下弦材に載せられるを以て下弦材は軸應力を受けると同時に彎曲率の影響を受ける。

床桁より受ける活荷重度$=1,300\times 0.825=1,070$ kg.

死荷重度$=\frac{2,480}{4}=620$ kg.

$P=1,070+620=1,690$ kg.

$M_0=1,690\times 2\times 123.75-1,690\times 82.5=279,850$ kg-cm.

尙剪力の影響は甚だ僅少なるを以て之を省略す。

(5) **下弦材の設計** (L_5).

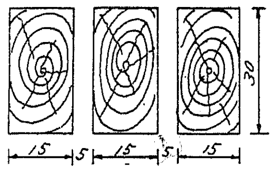
(a) 彎曲率の影響を省略する場合.

イ) 斷面.

軸應力 $N=63,110$ kg.

所要斷面積$=\frac{63,110}{105}=601$ cm.²

第 4 8 1 圖



第 481 圖の斷面を使用し其一本が繼がれてゐる故に其の純斷面積 A' は

$1-\ 9\times 30=270$ cm.²

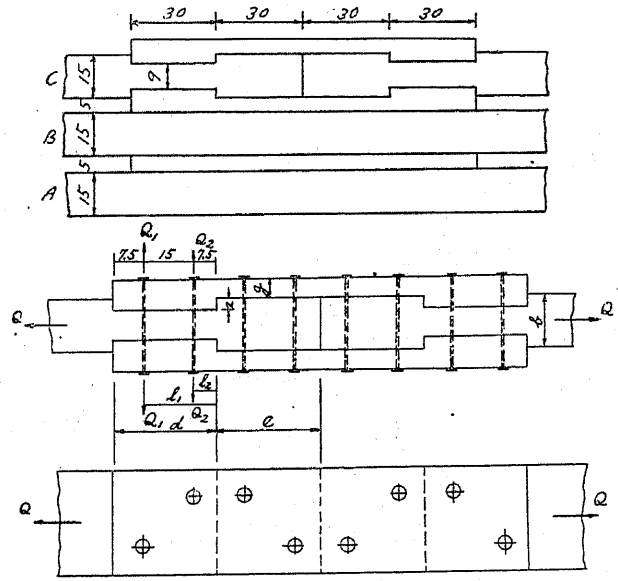
$2-15\times 30=900$ cm.²

$1,170$ cm.²

である。

ロ) 繼 手.

第 4 8 2 圖



C 材に作用する軸應力 N は $A.B$ 及 C の三材の幅員に比例するものとする.

$$Q=63{,}110\times\frac{9}{2\times15+9}=14{,}560\text{ kg.}$$

尙挾接板は弦材と同一材料を使用するものとすれば (201) 式に依つて

$$a\geqq\frac{14{,}560}{2\times30\times105}=2.3\text{ cm.}$$

故に $a=3.0$ cm. とする.

$$d\text{ 及 }e\geqq\frac{14{,}560}{2\times30\times10}=24.3\text{ cm.}$$

故に $d=e=30.0$ cm. とする.

$$g\geqq\frac{14{,}560}{2\times30\times105}=2.3\text{ cm.}$$

故に $g=5.0$ cm. とする.

又繼手用ボールトの計算を (204) 式に依る時は

$$Q_1=\frac{14{,}560}{4}\times\frac{22.5\times8}{7.5^2+22.5^2}=1{,}070\text{ kg.}$$

$$\text{ボールト所要純斷面積}=\frac{1{,}070}{1{,}200}=0.89\text{ cm.}^2$$

にして (217) 式に依つて

$$d_1=11.2\text{ mm.}\qquad d=16.4\text{ mm.}$$

である, 故に 18 mm. ϕ を使用し第 432 圖の如く片側に四本用ひる, 又假りに (205) 式に依つてボールトを計算する時は片側に 8 本使用し

$$Q'=\frac{14{,}560}{8}=1{,}820\text{ kg.}$$

$$d_1^3=\frac{8\times1{,}820}{\pi\times105}\left(\frac{1.5}{2}+0.5\right)$$

$$d_1=38.1\text{ mm.}$$

$$d=43.7\text{ mm.}$$

となる, 故に 45 cm. ϕ を使用する, ボールトと木材との支壓强を檢査する時は

$$\sigma_b=\frac{1{,}820}{9\times4.5}=45\text{ kg/cm.}^2<f_b=105\text{ kg/cm.}^2$$

となる, 而してボールトの間隔 i_1 は (209) 式に依つて

$$i_1\geqq\frac{1{,}820}{4\times5}\left(\frac{1}{10}+\frac{1}{5\times105}\right)=9.3\text{ cm.}$$

(b) 彎曲率の影響を算入する場合.

イ) 斷 面. 第 482 圖の斷面を使用する.

軸應力 $N=63{,}110$ kg.

彎曲率 $M=279{,}850$ kg-cm.

斷面積 $A=(15\times2+9)\times30=1{,}170$ cm.^{2}

$$\text{斷面係數}=\frac{(15\times2+9)\times30^2}{6}=5{,}850\text{ cm.}^3$$

$$\sigma=\frac{63{,}110}{1{,}170}+\frac{279{,}850}{5{,}850}=53.9+47.8=101.7\text{ kg/cm.}^2<105\text{ kg/cm.}^2$$

ロ) 繼 手.

$$Q=63{,}110\times\frac{9}{2\times15+9}=14{,}530\text{ kg.}$$

$$M=279{,}850\times\frac{9}{2\times15+9}=64{,}580\text{ kg-cm.}$$

$$\frac{M}{Q}=\frac{64{,}580}{14{,}560}=4.4\text{ cm.}$$

$$\frac{h}{6}=\frac{30}{6}=5.0$$

乃ち (211b) 式に依り $\dfrac{M}{Q}\leqq\dfrac{h}{6}$ なるを以つて (211a) 式に依り

$$a\geqq\frac{14{,}560}{2\times30\times105}+\frac{3\times64{,}580}{30^2\times105}=2.31+205=4.36\text{ cm.}$$

乃ち 3.0 cm. にては a は不足すると云ふ結果となる, 又 (212) 式に依り

$$\sigma=\frac{14{,}560}{2\times3.0\times30}+\frac{3\times64{,}580}{3.0\times30^2}=152.7\text{ kg/cm.}^2$$

$$d\geqq\frac{152.7}{10}\times\frac{1}{1+3}=11.7\text{ cm.}$$

である, 又ボールトの計算を偏心鋲接の計算の如くにして行う時は第 483 圖に於て

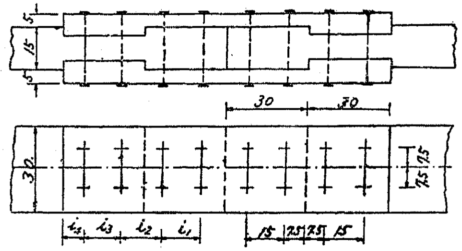
Q に依るボールトの水平應力及垂直應力を各 r_h' 及 r_v' とし

M に依るボールトの水平應力及垂直應力を各 r_h'' 及 r_v'' とすれば

$$r_h'=\frac{14{,}560}{8}=1{,}820\text{ kg.}$$

$$r_v'=0$$

第 4 8 3 圖



$$r_0=\frac{64,580}{4(7.5^2+22.5^2)+8\times7.5^2}=23.9$$

$$r_h''=23.9\times7.5=179\ \text{kg.}$$

$$r_v''=23.9\times22.5=538\ \text{kg.}$$

$$\therefore\quad Q'=\sqrt{(1,820+179)^2+538^2}=2,071\ \text{kg.}$$

之を（205）式に適用すると

$$d_1^3=\frac{8\times2,081}{\pi\times105}\times\left(\frac{1.5}{2}+0.5\right)$$

$$d_1=39.7\ \text{mm.}$$

$$d=45.5\ \text{mm.}$$

となる，故に 48 mm. ϕ ボールトを使用する.

ボールトと木材との支壓強 $\sigma_b=\dfrac{2,071}{4.8\times9}=48.0\ \text{kg/cm.}^2$

ボールトの間隔 $i_1=\dfrac{2,021}{4\times5}\times\left(\dfrac{1}{10}+\dfrac{1}{5\times105}\right)=10.6\ \text{cm.}$

(6) **上弦材の設計**（U_5）.

$$N=-60,590\ \text{kg.}$$

下弦材と同一斷面を使用する（第 481 圖參照），然る時は（213）式に依り其の許容抗壓應力を求める，$b=30$ cm. とすれば

$$i=8.67\ \text{cm.}\quad \eta=0.783$$

$$f_c'=66.6\ \text{kg/cm.}^2$$

所要斷面積$=\dfrac{60,590}{66.6}=909.8\ \text{cm.}^2<1,170\ \text{cm.}^2$

三本の材片より成るを以て各材の自由長を部材全體の $\dfrac{l}{i}$ より大たらしめない様に所々塡材を挿入する

部材の $\dfrac{l}{i}=\dfrac{l}{0.289\times30}$

各材片の $\dfrac{l_1}{i_1}=\dfrac{l_1}{0.289\times15}$

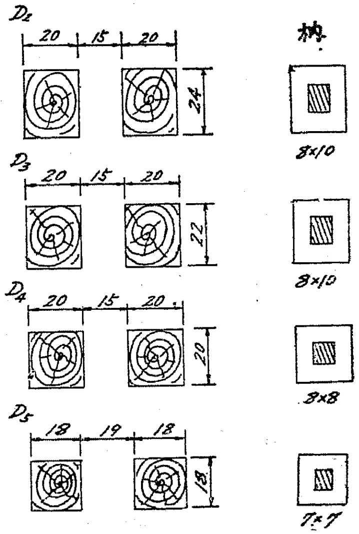
$$\therefore\quad l_1\leqq\frac{1}{2}l$$

乃ち塡材を分格間に少くとも一個處挿入する必要がある。

(7) **對角材及踏止木の設計.**

(a) 對角材（$l=5.99$ m. と假定す）

第 4 8 4 圖



$D_2=-32,410$ kg.

$D_3=-24,110$ kg.

$D_4=-16,350$ kg.

$D_5=-9,170$ kg.

各部材に第 484 圖に示すが如き斷面を使用するものとする.

$\eta_2=0.446$ f_c' for $D_2=37.9\ \text{kg/cm.}^2$

$\eta_3=0.390$ f_c' for $D_3=33.2\ \text{kg/cm.}^2$

$\eta_4=0.326$ f_c' for $D_4=27.7\ \text{kg/cm.}^2$

$\eta_5=0.267$ f_c' for $D_5=22.7\ \text{kg/cm.}^2$

D_2 の所要斷面積$=\dfrac{32,410}{37.9}=855\ \text{cm.}^2$

D_3 の所要斷面積$=\dfrac{24,110}{33.2}=726\ \text{cm.}^2$

D_4 の所要斷面積$=\dfrac{16,350}{27.7}=590\ \text{cm.}^2$

D_5 の所要斷面積$=\dfrac{9{,}170}{22.7}=404$ cm.^{2}

實際の斷面積は

D_2　2—20 cm.×24 cm.……960 cm.^{2}

D_3　2—20 cm.×22 cm.……880 cm.^{2}

D_4　2—20 cm.×20 cm.……800 cm.^{2}

D_5　2—18 cm.×18 cm.……648 cm.^{2}

である。

對角材と踏止木との接する所要支壓面積

D_2 に於ては　$\dfrac{32{,}410}{105}=309$ cm.^{2}

D_3 に於ては　$\dfrac{24{,}110}{105}=230$ cm.^{2}

D_4 に於ては　$\dfrac{16{,}350}{105}=156$ cm.^{2}

D_5 に於ては　$\dfrac{9{,}170}{105}=87$ cm.^{2}

實際支壓面積

D_2 に於ては　$960-80\times2=800$ cm.^{2}

D_3 に於ては　$880-80\times2=720$ cm.^{2}

D_4 に於ては　$800-64\times2=672$ cm.^{2}

D_5 に於ては　$648-49\times2=550$ cm.^{2}

(*b*)　踏止木（同一材料を使用す）.

傾斜面の許容支壓强度 p は（214）式により

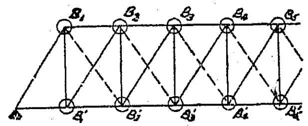
$$p_1=105\ \text{kg/cm.}^2\quad p_2=105\times0.16=17\ \text{kg/cm.}^2$$

$$p=105\times\frac{10.89}{35.89}+17\times\frac{25.00}{35.89}=44\ \text{kg/cm.}^2$$

對角材との所要支壓面積及實際支壓面積を計算する

格點	所要支壓面積	實際支壓面積
B_2	$\dfrac{32{,}410}{44}=736$ cm.^{2}	800 cm.^{2}
B_3	$\dfrac{24{,}110}{44}=548$ cm.^{2}	720 cm.^{2}
B_4	$\dfrac{19{,}350}{44}=372$ cm.^{2}	672 cm.^{2}
B_5	$\dfrac{9{,}170}{44}=208$ cm.^{2}	550 cm.^{2}

第 4 8 5 圖



（215）式に依つて x を求める

格點	水平分力	所要長
B_2	32,410×0.55=17,830 kg.	$\dfrac{17{,}830}{10\times55}=32$ cm.
B_3	24,110×0.55=13,260 kg.	$\dfrac{13{,}260}{550}=24$ cm.
B_4	16,350×0.55=8,990 kg.	$\dfrac{8{,}990}{550}=16$ cm.
B_5	9,170×0.55=5,040 kg.	$\dfrac{5{,}050}{550}=9$ cm.

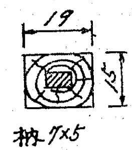
（216）式に依つて y を求める（$k=0.3$ とす）

	$P\sin\theta$	$kP\cos\theta$	$P\sin\theta-kP\cos\theta$	y
	kg.	kg.	kg.	cm.
B_2	17,830	8,070	9,760	2.1
B_3	13,260	6,000	7,260	1.5
B_4	8,990	4,070	4,920	1.0
B_5	5,040	2,280	2,760	0.6

斯くして踏止木を第487圖に示すが如き大さとする。

(*c*)　對材　($l=\dfrac{5.99}{2}\doteqdot3.0$ m. とす).

第486圖



$N=-3{,}230$ kg.

$f_c'=0.566\times85=48.1$ kg/cm.^{2}

所要斷面積$=\dfrac{3{,}230}{48.1}=67.2$ cm.^{2}

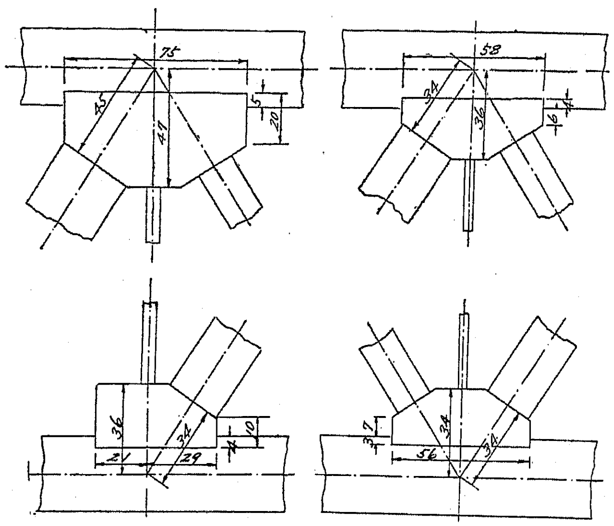
實際斷面積　1—15×19……285 cm.^{2}

所要支壓面積$=\dfrac{3{,}230}{105}=31$ cm.^{2}

實際支壓面積$=285-7\times5=250$ cm.^{2}

第 4 8 7 圖

B_1　　　　B_2



B'_1　　　　$B_3B_4B_5B_2'B_3'B_4'B_5'$

(8) **垂直材の設計.**

(*a*) ボールトの計算.

設計最初は初張力を省略して鋼棒の直徑を決定する，ボールトを二本宛使用するものとすれば

部　材	部材最大應力 N(瓩)	ボールトの最大應力Q(瓩)	所要純斷面積 A(平方糎)	d_1(粍)	d(粍)
V_1	33,550	16,775	13.98	42.2	48.2……50
V_2	26,130	13,065	10.89	37.3	42.8……44
V_3	19,200	9,600	8.00	31.9	36.8……38
V_4	12,740	6,370	5.31	26.0	30.3……32
V_5	6,770	3,385	2.82	19.0	22.5……23

を得る，斯くして得たる直徑を使用して初張力を(218)式に依つて計算する

部　材	初張力T(瓩)	$Q+T$(瓩)	A(平方糎)	d_1(粍)	d (粍)
V_1	2,660	19,435	16.20	45.4	51.8……55
V_2	2,240	15,305	12.75	40.3	46.1……48
V_3	1,820	11,420	9.52	34.8	40.0……42
V_4	1,400	7,770	6.48	28.7	33.3……36
V_5	770	4,155	3.46	21.0	24.7……28

d が變化せるを以て新しき d を以て初張力を計算する.

部　材	初張力T(瓩)	$Q+T$(瓩)	A(平方糎)	d_1(粍)	d (粍)
V_1	3,010	19,785	16.49	45.8	52.2……55
V_2	2,520	15,585	12.99	40.6	46.5……48
V_3	2,100	11,700	9.75	35.2	40.5……42
V_4	1,680	8,050	6.71	29.2	33.8……36
V_5	1,120	4,505	3.75	21.9	25.7……28

d は第二の計算と比較して變化せず故に

V_1……2ϕ 55 mm.

V_2……2ϕ 48 mm.

V_3……2ϕ 42 mm.

V_4……2ϕ 36 mm.

V_5……2ϕ 28 mm.

を使用す。

(*b*) 坐鐵の計算.

ボールトの最大應力は初張力を加算した 19,785 kg. である，故に (221*a*) 式及 (222*a*) 式に依る時は

$$H \geqq \frac{19,785\times 2}{3\times 15\times 17} = 51.7 \text{ cm.}$$

$$W \geqq \frac{19,785\times(15+5)}{3\times 1,200} = 109.9 \text{ cm}^3$$

(221*b*) 式及 (222*b*) 式に依る時は

$$H \geqq \frac{19,785}{15\times17}=77.6\text{ cm.}$$

$$W \geqq \frac{19,785\times20}{4\times1,200}=82.4\text{ cm.}^3$$

又 (221c) 式及 (222c) 式に依る時は

$$H \geqq \frac{19,785}{15\times17}=77.6\text{ cm.}$$

$$W \geqq \frac{19,785(2\times15+3\times5)}{12\times1,200}=61.7\text{ cm.}^3$$

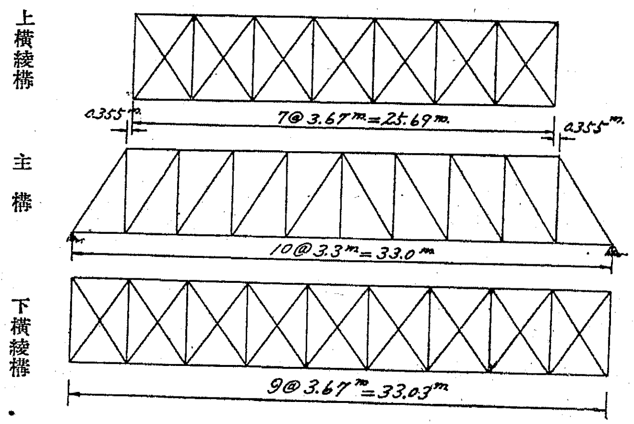
となり非常に大なる斷面を必要とする，然し余り大なるものを使用した實例もなく

1[380mm.×100mm. @ 67.3 kg. $\begin{cases} H\text{……}38.0\text{ cm.} \\ W\text{……}89.49\text{ cm.}^3 \end{cases}$

を全部に使用する。

(9) **横綾構の設計.**

第 488 圖



横綾構の各點の位置は主構の格點を避け第 488 の如き骨組とする，又風荷重は § 14. に述べた通り

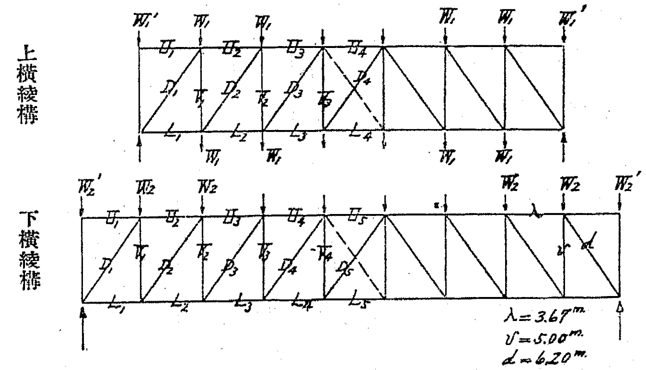
無載荷弦に對しては　200 kg/m.

載荷弦に對しては　400 kg/m.

とし無載荷弦に作用する風荷重は風上及風下の横綾構格點に等分され載荷弦に作用するものは風上の格點のみに作用するものとする。

第 489 圖のハウトラスとして其の最大應力を求める。

第 489 圖



$W_1=100\times3.67=367$ kg.≒370 kg.

$W_1'=187$ kg.

$W_2=400\times3.67=1,468$ kg.≒1,470 kg.

上横綾構.

$U_1=0$

$L_1=U_2=\pm1,630$ kg.

$L_2=U_3=\pm2,720$ kg.

$L_3=U_4=\pm3,260$ kg.

$L_4=\pm3,260$ kg.

$D_1=-2,760$ kg.　$V_1=+850$ kg.

$D_2=-1,970$ kg.　$V_2=+1,220$ kg.

$D_2=-1,310$ kg.　$V_3=+690$ kg.

$D_4=-820$ kg.　$V_4=+290$ kg.

下横綾構.

$U_1=0$

$L_1=U_2=\pm4{,}320$ kg.

$L_2=U_3=\pm7{,}550$ kg.

$L_3=U_4=\pm9{,}710$ kg.

$L_4=U_5=\pm10{,}790$ kg.

$L_5=\pm10{,}790$ kg.

$D_1=-7{,}300$ kg. $V_1=+4{,}570$ kg.

$D_2=-5{,}670$ kg. $V_2=+3{,}430$ kg.

$D_3=-4{,}260$ kg. $V_3=+2{,}450$ kg.

$D_4=-3{,}040$ kg. $V_4=+1{,}630$ kg.

$D_5=-2{,}030$ kg. $V_5=+980$ kg.

扨て § 20 に於て記述せる如く風荷重に因る應力を死荷重．活荷重及衝撃に因る應力に加算する場合は其の許容應力を 25% 增加する事を許されてゐる，本例題に於ては風荷重に因る應力は死荷重．活荷重及衝撃に因る應力と比較して 25%よりも遙かに小である，故に弦材の設計に於ては風荷重に因る應力の增加を見込む必要がない。

但し玆に注意すべき事は弦材に於て風荷重應力と死荷重應力とを比較して前者が大なる時は風壓の爲に交番應力を生ずる事である，故に其の影響は一應調査する必要がある，本例題に於ては風荷重應力は死荷重應力よりも小なるが故に弦材に對しては全然風荷重を考慮する必要がない。

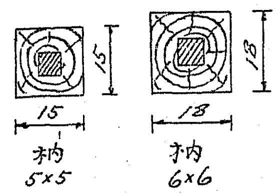
對角材の寸法 $\left(l=\frac{6.20\text{ m.}}{2}=3.10\text{ m.}\right)$

上横綾構の最大應力$=-2{,}760$ kg.

下横綾構の最大應力$=-7{,}300$ kg.

第 490 圖に示すが如き斷面を使用するものとする.

第 4 9 0 圖



$\eta=0.552$ 及 0.598

$f'_c=469\text{kg/cm.}^2$ 及 50.8 kg/cm.^2

所要斷面積$=\frac{2{,}760}{46.9}=59.8\text{ cm.}^2$

及$=\frac{7.300}{50.8}=143.7\text{ cm.}^2$

實際斷面積$=15\times15=225\text{ cm.}^2$

及$=18\times18=324\text{ cm.}^2$

踏止木と接する所要支壓面積$=\frac{2{,}760}{105}=26.3\text{cm.}^2$及$\frac{7{,}300}{105}=69.5\text{ cm.}^2$

實際支壓面積$=225-5\times5=200\text{ cm.}^2$

及$=324-6\times6=288\text{ cm.}^2$

踏止木の傾斜面の許容支壓強度

$$=105\times\frac{3.67^2}{6.20^2}+17\times\frac{5.00^2}{6.20^2}=47.3\text{kg/cm.}^2$$

同上所要斷面積$=\frac{2{,}760}{47.3}=58.3\text{ cm.}^2<$實際斷面積 200 cm.^2

$=\frac{7{,}300}{47.3}=154.3\text{ cm.}^2<$實際斷面積 288 cm.^2

踏止木の x. y. を (215) 式及 (216) 式に依つて計算する.

$$x=\frac{2.760\times0.59}{10\times30}=5.5\text{ cm.}$$

$$\text{及}\ =\frac{7{,}300\times0.59}{10\times30}=14.7\text{ cm.}$$

$$y=\frac{2{,}760(0.59-0.3\times0.81)}{105\times30}=0.3\text{ cm.}$$

$$\text{及}\ =\frac{7{,}300(0.59-0.3\times0.81)}{105\times30}=0.8\text{ cm.}$$

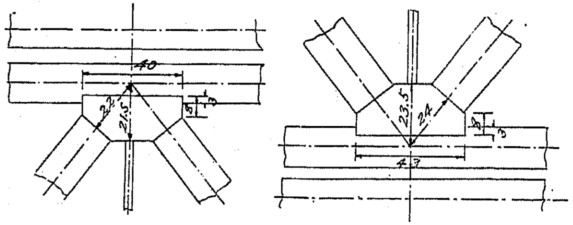
而して第 491 圖に示すが如き踏止木を使用する。

垂直材には鋼棒一本使用するものとする，尚 § 93 にて述べたが如く 20 粍以下の直徑を避ける,(217) 式及 (218) 式に依つて 20 粍鋼棒の許容抗張應力を計算する.

$d_1=1.67$ cm.……純斷面積 2.19 cm.^2

第　4　9　1　圖

上　横　綾　構　　　　　下　横　綾　構



初張力　$T=70(20-12)=560$ kg.

20 粍徑鋼棒の許容抗張應力$=1,200\times2.19-560=2,630$ kg.

故に上横綾構の全部及下横綾構 V_3-V_5 は 20 粍徑鋼棒を使用する，而して下横綾構の V_1 及 V_2 に對して次の計算を行ふ.

部　材	最大應力 N(瓩)	所要純斷面積 A(平方糎)	d_1(粍)	d(粍)
V_1	4,570	3.81	22.1	30
V_2	3,430	2.86	19.1	26

部　材	初張力 T(瓩)	$N+T$ (瓩)	A (平方糎)	d_1(粍)	d(粍)
V_1	1,260	5,830	4.86	24.9	30
V_2	980	4,410	3.68	21.7	26

故に

$V_1=1\phi30$ mm.

$V_2=1\phi26$ mm.

を使用す。

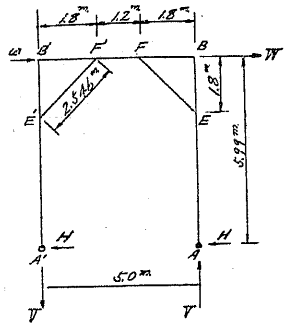
(10)　**橋門構の設計.**

(*a*)　橋門構の應力.

$W=W_1+W_1'=2,405$ kg.

$\omega=W_1'=185$ kg.

第　4　9　2　圖



$H=\frac{1}{2}(2,405+185)=1,295$ kg.

$V=\frac{5.99\times(2,405+185)}{5.0}\doteqdot3,100$ kg.

$AE=-3,100$ kg.

$A'E'=+3,100$ kg.

$E'F'=+5,760$ kg.

$EF=-5,760$ kg.

$B'E'=-970$ kg.

$BE=+970$ kg.

$B'F'=-2,960$ kg　　$F'F=+1,110$ kg.　　$EB=+5,180$ kg.

$M_{E'}=M_E=542,600$ kg-cm.

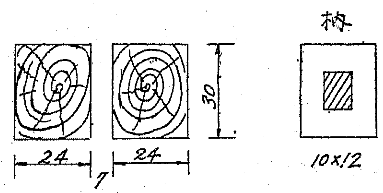
$M_{F'}=M_F=\pm217,200$ kg-cm.

(*b*)　橋門構の設計.

（イ）　端柱（$l=5.99-1.80=4.19$ m）

道路構造に關する細則第三十七條に依り先づ死活荷重及衝撃應力に依つて斷面を決定す，第 493 圖に示すが如き斷面を使用するものとすれば

第　4　9　3　圖



$N=-41,310$ kg.

$\eta=0.712$　　$f_c'=60.5$ kg/cm.^{2}

所要斷面積$=\frac{41,310}{60.5}$

$=68.44$ cm.^{2}

實際斷面積$=2\sim24\times30$

$=1,440$ cm.^{2}

次に風荷重を加算する

$N=-41,310+(-3,100)=-44,410$ kg.

$M_{E'}=542,600$

軸應力に因る應壓力度$=\frac{44,410}{1,440}=30.8$ kg/cm.^{2}

$$\text{彎曲率に因る纖維應力度}=\frac{542{,}600}{2\left(\frac{30\times24^3}{12}+30\times24\times15.5^2\right)}\times27.5$$

$$=34.6\ \text{kg/cm.}^2$$

最大纖維應力度$=30.8+34.6=65.4$ kg/cm.^{2}

許容應力は 25% 増加して差支なきを以て其の値は

$60.5\times1.25=75.6$ kg/cm.^{2}

である。

(ロ) 踏止木 (B_1) (第 486 圖參照).

$p=44$ kg/cm.^{2}

所要支壓面積$=\frac{41{,}310}{44}=939$ cm.^{2}

實際支壓面積$=1{,}440-(10\times12)=1{,}200$ cm.^{2}

$x=\frac{41{,}310\times0.55}{10\times55}=41.3$ cm.

$y=\frac{41{,}310(0.55-0.3\times0.83)}{105\times45}=2.6$ cm.

(ハ) 端支柱 $B'B$.

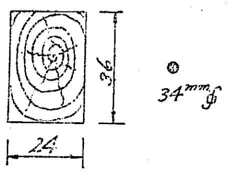
最大軸壓力$=-2{,}960$ kg.

最大軸張力$=+5{,}180$ kg.

最大彎曲率$=217{,}200$ kg-cm.

木材と鋼棒を併用して木材は抗壓材として鋼棒は抗張材として設計する，今第 494 圖に示す斷面を使用するものとする.

第 4 9 4 圖



抗壓材の斷面積$=24\times36=864$ cm.^{2}

抗壓材の斷面係數$=\frac{24\times36^2}{6}=5{,}184$ cm.^{3}

部材の最大軸應力$=\frac{2{,}960}{864}=3.4$ kg/cm.^{2}

部材の最大纖維應力$=\frac{217{,}200}{5{,}184}=41.9$ kg/cm.^{2}

部材の最大合成應力$=3.4+41.9=45.3$ kg/cm.^{2}

$\frac{l}{b}=\frac{180}{24}=7.5\qquad \eta=0.835$

部材の許容應力$=85\times0.835=71.0$ kg/cm.$^2>45.3$ kg/cm.^{2}

抗張材の所要純斷面積$=\frac{5{,}180+1{,}540}{1{,}200}=5.60$ cm.^{2}

34 mm. φ 鋼棒の純斷面積は (217) 式に依り

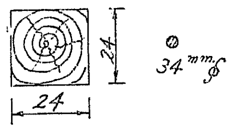
$d_1=\frac{34-1.4}{1.11}=29.4$ mm.

純斷面積$=6.74$ cm.^{2}

(ニ) 隅控木 ($l=2.546$ m.).

第 495 圖の如く 24 cm.×24cm. の木材と 34mm. φ の鋼棒を併用する

第 4 9 5 圖　　$N=\pm5{,}760$ kg.



抗壓材として

$\eta=0.793\qquad f_c=0.793\times85=67.4$ kg/cm.^{2}

所要斷面積$=\frac{5{,}760}{67.4}=85.5$ cm.^{2}

實際總斷面積$=24\times24=576$ cm.^{2}

抗張材として

所要純斷面積$=\frac{5{,}760+1{,}540}{1{,}200}=6.08$ cm.^{2}

34mm.φ 鋼棒の純斷面積$=6.74$ cm.^{2}

(11) **端支承の設計.**

(a) 端柱の下端.

端柱と下弦材との接觸點に於ける所要支壓面積は 939 cm.^{2} である (B_1 の計算に於て)，而して其の實際支壓面積は

$30\times(55-17)=1{,}140$ cm.^{2}

である，端柱の最大應力は $-41{,}310$ kg. (風荷重を考慮する場合は $-44{,}410$ であるけれども許容應力を 25% 増加するを以て結局考慮する必要なし) である，故に其の水平分力は

$41{,}310\times0.55=22{,}720$ kg.

にして (223b) 式に依つて

$$x_1 \geqq \frac{22,720}{3\times15\times10}=50.5\text{ cm.}$$

である，尙 A 接觸面に於て兩材間の摩擦係數を 0.3 とすれば

端柱の垂直分力$=41,310\times0.83=34,290$ kg.

A 接觸面の摩擦力$=34,290\times0.3=10,290$ kg.

故に水平分力と比較して抵抗量が幾分不足する結果となる，之を補う可く A 接觸面に於ては楔を挿入し B 接觸面に於ては合缺きにする．

$22.720-10,290=12,430$ kg.

楔の高さ……$\dfrac{12,430}{2\times55\times105}=1.1$ cm.

楔の幅………$\dfrac{12,430}{2\times55\times10}=11.3$ cm.

故に $2-8$ cm.$\times14$ cm. を使用する。

同樣にして B 接觸面に於て

合缺きの深さ$=\dfrac{12,430}{2\times55\times17}=6.6$ cm.

枕土臺の幅$=\dfrac{12,430}{2\times55\times10}=11.3$ cm.

にして合缺きの深さを 7 糎とし d なる幅員は 27 糎とする。

(b) 支承の垂直反力に對する設計.

活荷重及衝擊に因る垂直反力$=1,300\times\dfrac{33}{2}\qquad=21,450$ kg.

上弦格點死荷重に因る垂直反力$=\dfrac{1}{2}\times880\times9\quad=\ 3,460$ kg.

下弦格點死荷重に因る垂直反力$=\dfrac{1}{2}\times2,4\,0\times10=12,400$ kg.

37,810 kg.

所要支壓面積$=\dfrac{37,810}{17}=2,224.1$ cm.^{2}

∴ 下弦材の下に於ける臺持木の長は$\geqq\dfrac{2,224.1}{45}=49.3$ cm.

枕土臺の幅 $d\geqq\dfrac{2,224.1}{55\times2}=22.2$ cm. <27.5cm.

(c) 支承の水平反力に對する設計.

支承の水平反力に對して最も不安なる狀態は風壓大にして橋上の活荷重がない場合である (9) に於て無載荷弦の風壓を 200 kg/m. 載荷弦の風壓を 400 kg/m. と假定したものの內には勿論橋上の活荷重の受ける風壓をも含有する事は明かである，今構橋の垂直投射面のみに作用する風壓を

無載弦に於ては 150 kg/m.

載荷弦に於ては 300 kg/m.

と假定すれば

支承の水平反力$=(150+300)\times\dfrac{33}{2}=7,425$ kg.

となる，而して斯る風壓を兩主構の支承に等分せられるものと假定すれば

一方の支承に作用する水平反力$=3,713$ kg.

となる，此の場合橋上に活荷重なきを以て支承の垂直反力は死荷重のみに因る。

支承の垂直反力$=3,960+12,400=16,360$ kg.

抵抗摩擦力$=0.3\times16,360=4,908$ kg.$>3,713$ kg.

若し此の場合摩擦力が水平反力よりも小なる時は (223) 式及 (224) 式により第 468 圖に示すが如き構造として水平反力に對する抵抗量を補うのである。

枕上臺と橋臺との摩擦係數を 0.5 とすれば

$0.5\times16,360=8,180$ kg.$>3,713$ kg.

となり，勿論水平反力に對して充分の強度を有する

(12) **反り.**

徑間長 l に對して中央に於て $\dfrac{l}{300}$ の反りを附するものとする，然る時は (226) 式に依つて

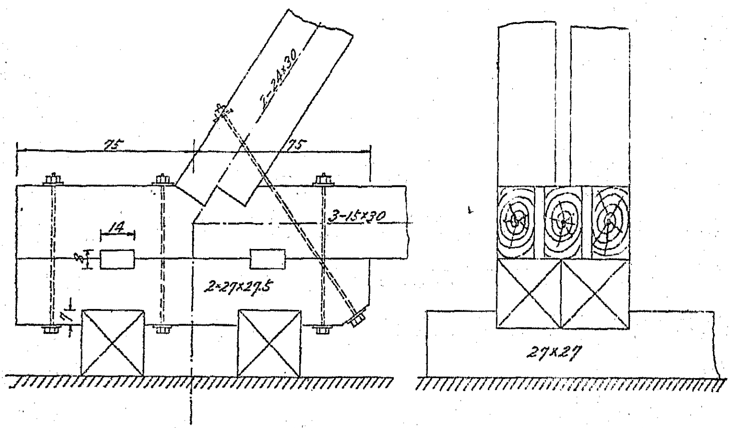
$$b-a=0.013\,\mathrm{m}.$$

となる，乃ち上弦の分格長を 3.313 米とする，又對角材の長 D は (227) 式に依つて

$$D=\sqrt{(3.3+\frac{0.013}{2})^2+5.0^2}=5.994\,\mathrm{m}.$$

となる。

第 4 9 6 圖

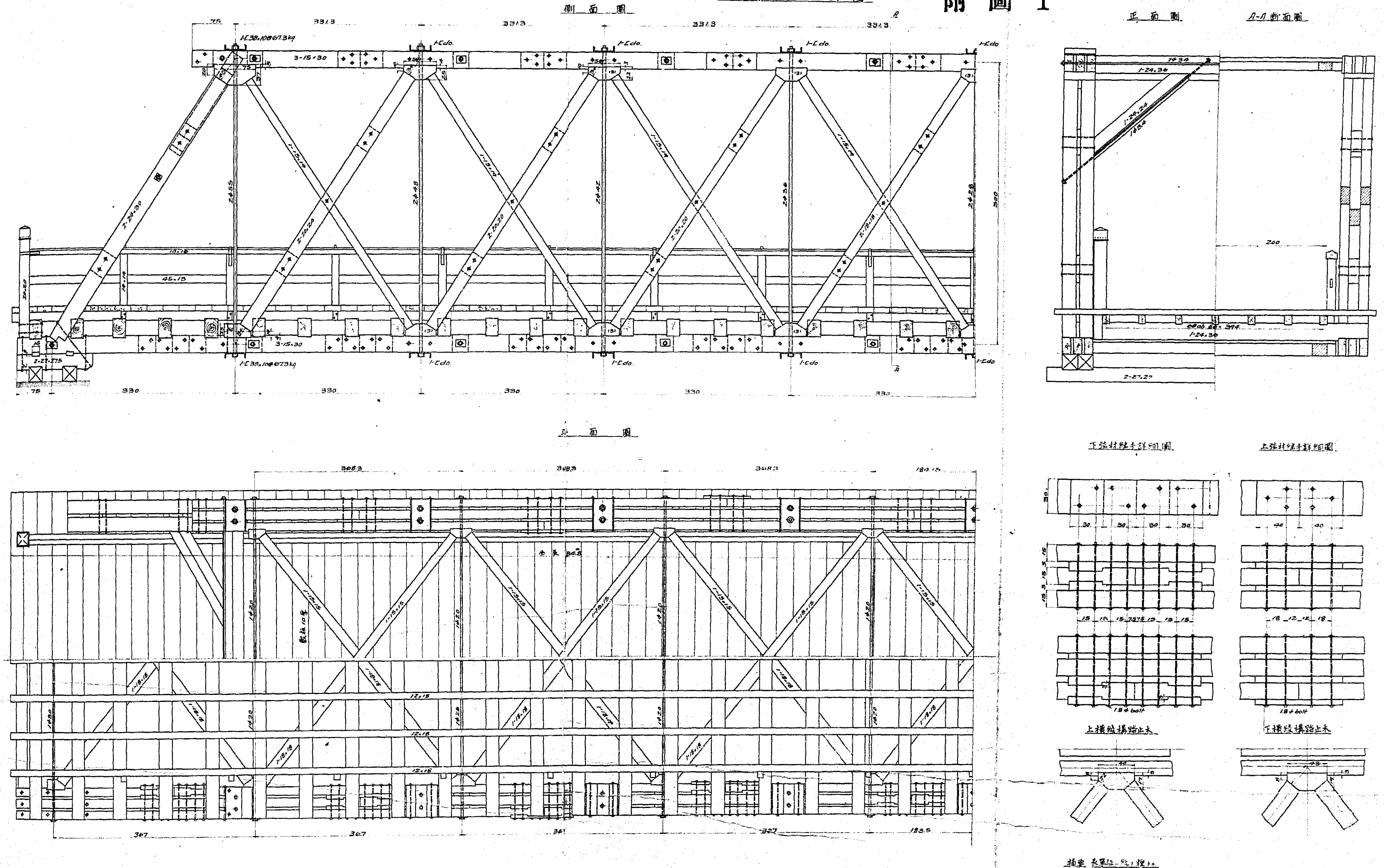


(13) **死荷重の精査.**

以上の如くにして大體設計々算が完了せられるのである，次に最初假定せられた主構及綾構の重量が果して實際荷重に對して如何なる比例になつて居るかを檢査する，而して其の差が死活荷重の合計の 1 % 以内なれば可し，若し夫以上の誤差を生じたる場合には更めて計算を反覆するのである。

又本設計に於ては地震其の他の荷重には何等考慮せられて居ない，元來木構橋其のものが永久的構造物でないが爲地震の計算等に依つて部材の斷面を増加する必要はないであろう。

木構橋設計圖　附圖 1


側面圖
正面圖
A-A断面圖
平面圖
下弦材継手詳細圖
上弦材継手詳細圖
上横綾構端止木
下横綾構端止木
1.8φ bolt
摘要 長單位ハ糎トス

第10節 鋼構橋

§ 98. **緒言.** General considerations.

§ 49. にて記述せし如く鈑桁橋は 7 米乃至 30 米の徑間長に適當する型式であつて之より大なる徑間長を必要とする場合には鋼構橋又は其他の型式が採用せられるのである，殊に市街橋に於て環境及水陸交通の爲に幅員廣き鈑桁橋の徑間長の限度は益々短縮せられる傾向がある，東京市の如きは實に 15 米以上の徑間長に單鈑桁橋を採用する事は非常に困難である，而して矮構の如き型式が比較的小なる徑間長の橋梁に採用せられるのである。

鋼構橋の最も適當する徑間長は 25 米乃至 100 米であつて徑間長に應じて多く採用せられる構の型式は第 35 表の如きものである。

第 3 5 表

橋種	徑間長(米)	構の型式
下路橋	35迄	ワーレントラス（鋲結橋）プラツトトラス（鋲結橋）
	35乃至60	竪材を有するワーレントラス（鋲結橋）プラツトトラス（鋲結橋）
	55乃至60	竪材を有するワーレントラス（鋲結橋）
		ワーレン型曲弦構（鋲結橋，鈑結橋）
		プラツト型曲弦構（鋲結橋，鈑結橋）
	60乃至85	ワーレン型曲弦構（鈑結橋，鋲結橋）
		プラツト型曲弦構（鈑結橋，鋲結橋）
		バルチモア構（鈑結橋，鋲結橋）
	85乃至90	バルチモア構（鈑結橋）
		ワーレン型曲弦構（鈑結橋）
		ペチツト構（鈑結橋）
	90以上	ペチツト構（鈑結橋）
上路橋	40迄	ワーレントラス（鋲結橋）
		プラツトトラス（鋲結橋）

	40乃至60	竪材を有するワーレントラス（鋲結橋）
		プラツトトラス（鋲結橋）
	60乃至70	竪材を有するワーレントラス（鋲結橋，錍結橋）
		プラツト型曲弦構（鋲結橋，錍結橋）
	70乃至90	プラツト型曲弦構（錍結橋，鋲結橋）
		ワーレン型曲弦構（錍結橋，鋲結橋）
		バルチモア構（錍結橋，鋲結橋）
		ペチツト構（錍結橋，鋲結橋）
	90以上	ペチツト構（錍結橋）

他の型式の橋梁に比較し單鋼構橋の特長とすべき諸點は (1)構造の簡單なる事 (2)鐵材の經濟的なる事 (3)設計々算の簡單にして比較的誤差の尠い事 (4)靜力學決定構造物なる故下部構造の多少の沈下に依つて不慮の應力を構造物に惹起せざる事 (5)反力が垂直なるが爲下部構造に要する工費の尠い事等である，然し其の外觀が比較的殺風景なる事．上路橋とするには相當橋下に余裕ある空間を必要とする事及下路橋となす場合には垂直材及對角材が路面を貫くを以て其の部分のみの腐朽が甚だ速なる事等の爲贏ち鋼構橋が市街橋として適當なる型式であると斷定し兼ねるのである，一般に外觀を余り尊重せざる公道橋及鐵道橋に對して確かに實用向の型式であると云ひ得る。

又第 35 表に於て見る如く曲弦構は直弦構に比較して大なる徑間に使用せられ其の特長とする諸點は (1)比較的大なる徑間に使用して經濟的なる事 (2) 弦材の斷面を全長を通して均等ならしめ外觀を整へ得る事等である，然し一面其の製作及組立の困難なる缺點を有する。

荷重の大なる且幅員廣き市街橋に於て構數は假令ひ若干鐵材が不經濟となつても二聯とする方が可い，構を橋の中央及左右兩側に三聯設ける事は車道の有効幅員を縮少し自動車等に對して中央の構は不安な目標となるものである，加之荷重の分布も必ずしも均等でなく不安なものである，同様に鐵道橋に於ても複線なる場合には各線に各一組の構を用ひる方が可い。

構橋を其の格點の構造に依つて二つに區分して

錍結構 Pin connected truss.

鋲結構 Riveted truss.

とする，前者は格點に集る各材片を一本の錍を以て連結したるものにして後者は鋲を以て連結したものである，構橋各部材の應力計算に於て格點は凡て鉸であり部材は軸應力のみを受けるものと假定せられる事は § 67 於て既述せる通りである，而して錍結構は錍と材片との間に多少の摩擦力はあるけれども比較的假定に順應して居る構造である，且構の架設も簡單なるを以て米國に於ては一時非常に流行し徑間長 45 米以上のものは殆ど錍結構とされた時代があつた位である，然るに錍結構の最も缺點とする點は剛性に乏しい事及維持修繕が困難なる事である，且格點の剛性に伴う第二次應力に對する研究も充分盡されて之を設計に考慮せられる樣になり近來米國に於ても鋲結構を使用する傾向が著しい，歐洲に於ては最初から錍結構は余り流行せず從つて現存して居るものも少く且錍結構に必要なる**眼釬** Eye bar を製作する工場の設備も不充分である。

ラティス構及ホイツプル構の如く一構格に數本の斜材を用ひたるものを**複腹構** Multiple web truss と稱し之に對してハウ構．ワーレン構及プラツト構の如きものを**單腹構** Single web truss と稱す，複腹構は長徑間の橋梁に採用して相當特長を有するけれども近來同一目的に對してバルチモア構及ペチツト構が採用せられて複腹構は余り使用せられない。

§ 99. 鋼構橋の寸法. Dimensions of metalic truss bridge.

(*a*)　**構高**.

昔時は一般に低い構高が採用されたけれども低い構は腹材は節約し得るけれども弦材は甚だ不經濟となる，且撓度も大であり近來活荷重の増加と

共に高き構高を尊ぶ，事實重き活荷重に對しては構高を少し高くした方が經濟的である，一般に弦材及腹材の重量が相等しき位が最も經濟的であると云はれてゐる，普通採用せられる構高は凡そ第 36 表の標準に依る。

第　3　6　表

橋種	公道橋		鐵道橋
	郊外橋	市街橋	
直弦構	$\frac{1}{7}l-\frac{1}{8}l$	$\frac{1}{6}l-\frac{1}{7}l$	$\frac{1}{6}l-\frac{1}{7}l$
曲弦構	$\frac{1}{6}l-\frac{1}{7}l$	$\frac{1}{5.5}l-\frac{1}{7}l$	$\frac{1}{5.5}l-\frac{1}{7}l$

l＝徑間長

而して複線橋に於ては第 36 表に示す値より約 15% 高くする。

上路橋は下路橋に比して多少構高が低い，然し如何に輕荷重の構橋たりとも直弦構に於ては徑間長の $\frac{1}{10}$. 曲弦構に於ては構の中央に於て $\frac{1}{8}$ より小としない方が可い，米國の實例は上路橋に於て鐵道橋は 27 呎. 公道橋は 16 呎を最小構高としてゐる，尙 § 7 に旣述せる建築限界及交通限界を侵さざるは勿論である。

(b)　**分格長.**

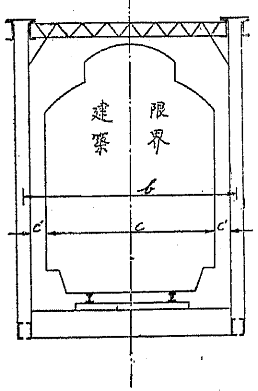
分格長の決定は構橋設計の當初に於て誰しも惱まされる事項である，分格長を短くする事は床部構造を輕くし得るけれども主構を重くする傾向がある，反對に分格長を長くする事は主構を輕くし得るけれども床部構造を重くし構造細目を複雜とする傾向がある，市街橋に於ては幅員相當廣大にして床部を永久構造となす時は死荷重も大であり且活荷重も大なる集中荷重なるを以て床桁の如きは重き荷重を受け大なる鈑桁を必要とする，殊に東京市內の實例の如く橋梁の厚さを出來得る限り縮少せんとする場合に於ては稍ともすれば分格長を短縮せんとする傾向がある，然し分格長過小にして對角材の立ち過ぎたる構橋は構橋として最も外觀の惡きものである，之が爲多少の不經濟をも犧牲とし分格長を長くする可く市街橋設計者は床部構造に多大の苦心を費すのである，普通分格長を短徑間に於て 4.5 米以下. 長徑間に於て 7.5 米以上とせず對角材の傾斜を 45° 內外（垂直材となす角約 40° を以て最も經濟的と稱す）とする。

尙徑間長大なる曲弦構に於て分格長を變化した實例（突構橋）はある，斯るものは斜材の傾斜を略一定して外觀を整へ得るけれども之が爲に部材の寸法等甚だ複雜となり部材の製作及組立が困難である，故に普通は分格長を全徑間を通じて同一とする。

(c)　**構の間隔.**

鐵道橋に於て上路橋の構の中心間距離は專ら側面荷重に對する安定より定められ徑間長の $\frac{1}{15}$ 以上且構高の $\frac{1}{2}$ 以上とする下路橋の構の中心間距離は側面荷重に對する安定及建築限界より制限せられる，乃ち徑間長の $\frac{1}{20}$ 以上とし且建築限界に更に若干の余裕を附するのである（第 497 圖參照）。

第 4 9 7 圖



b……構の中心間距離.

c……建築限界の幅員.

c'……建築限界と構造物との間の余裕（0.2 米）.

尙構を設計する場合構の幅員不明であるが

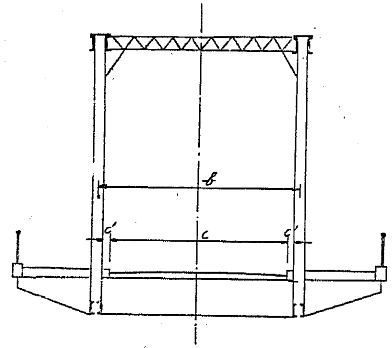
$b=c+1.0$ 米……………………(228a)

と假定して大差がない。

公道橋に於て上路橋の構の中心間距離は鐵道橋同樣專ら側面荷重に對する安定より定められる，一般に極端に長からざる單構橋に於ては若し其の幅員を車道の幅員以下に縮少せざる場合には側面荷重に對する安定

は考慮する必要はない，下路橋の構の中心間距離も前同様側面荷重に對する安定は考慮する必要なく專ら交通限界に依る，§ 7 に於て既述せる如く主構を車道と步道との間に設けられる場合步車道境界線と主構の側端迄の距離は 23 糎以上とせらるるを以て主構設計に際して b は主構の徑間長に應じて

第 4 9 8 圖



$$b=c+(0.9\text{米}\sim1.3\text{米})$$

c……車道の有効幅員.

c'……步車道境界線と主構側端との距離(23糎以上).

……………… (228b)

と假定せられる。

§ 100. 鋼構橋設計に關する一般注意事項.

單構橋の應力は § 67 に既述せる假定の許に計算せられる，然し乍ら實際の構造物は是等の假定と可成り異つたものである，而して多くの場合第二次應力の計算を省略し第一次應力のみに依つて部材の斷面を決定する故に設計に際しては常に次の事項を念頭に置き不確實なる應力を除去する樣に心掛く可きである。

1. 凡ての部材を出來る限り簡單にする事.
2. 荷重は主構に依つて出來得る限り速かに支承へ傳達する事.
3. 荷重は床部構造に依つて格點のみに作用する事.
4. 凡ての部材の**力線** Force line は直線にして而も格點にて一點に集める事.
5. 部材及部材の結合は中立軸に對して對稱にする事.

尙更に構の各部材を決定する際は次の事項を遵守する。

1. 各部材の內部は組立後檢査し得る樣且塗工を容易ならしめる樣にする事.
2. 部材に打つ鋲は出來得る限り**機械打鋲** Power rivet を使用し得る樣にする事. 若し機械打鋲を用ひる事不可能にして**手打鋲** Hand rivet しか許されない樣な鋲は決して充分なる應力を發揮する事が出來ない.
3. 凡ての部材は構の平面に對して常に對稱にする事.
4. 部材の幅は必要なるもの程廣くする事. 乃ち抗壓材及端柱は抗張材より廣く弦材は腹材より廣く主腹材は副腹材より廣くする.
5. 抗張材は純斷面積，抗壓材は總斷面積にて設計せられる，抗張材の純斷面積は總斷面積の 80％ 以上とし，抗壓材の綴結鋲も必要以上に使用する事を避ける.
6. 抗壓材の斷面は出來得る限り環動半徑の大なるものを撰定する事.

   弦材 $\dfrac{l}{r}=30\sim40$

   腹材 $\dfrac{l}{r}=60\sim70$

   位が適當である.
7. 一主構を組成するに種々異りたる輾成斷面 Rolled section を使用する事を避ける.

其他各部設計の細目に關して鐵道橋に於ては鋼鐵道橋設計示方書第二十五條乃至第五十七條の規定を遵守すべく. 公道橋に於ては之に匹敵すべき規定が設けられて居ないけれども鐵道橋同樣前記示方書に依つて何等差支えない，又 § 42 に既述せる鋲接工に關する一般注意事項をも遵守する。

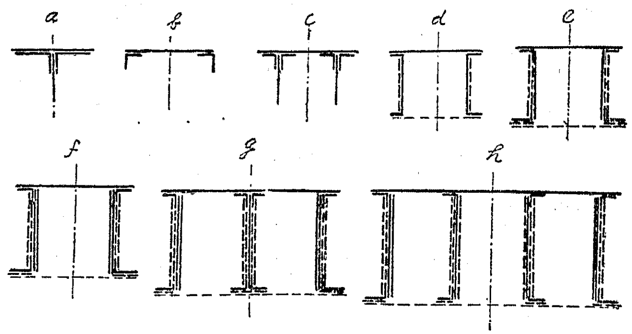
§ 101. 弦材.

(a) 上弦材及端柱 (抗壓材).

第499圖は上弦材及端柱に使用せられる斷面を示す。

a, b 及 c 斷面は荷重の輕き郊外橋にのみ使用される, d, e 及 f 斷面は鐵道橋にも公道橋にも最も多く使用せられる斷面である, g 及 h は大なる徑間長の橋梁に使用せられ單構橋に使用する事尠い。

第 4 9 9 圖



太キ實線ハ基本斷面ヲ示シ，太キ點線ハ構格ノ進ムニ件レテ斷面增加ノ必要ヲ生ジタル時追加材ノ斷面ヲ示ス。

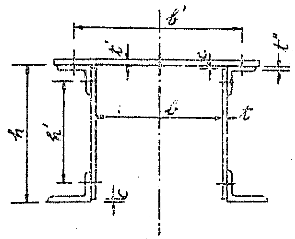
細キ點線ハ綾綴ヲ示ス。

何れの斷面に於ても蓋鈑は部材の腹鈑を連結し且雨水に對して被覆となつて腐蝕を防ぐ効果はあるけれども一方之が爲に斷面の中立軸が腹鈑の中央より稍上部に移動し設計細目を決定する際に不便なる事が多い，殊に鉚結構の場合に於て甚しい，故に出來る限り蓋鈑の厚を薄くし全弦通じて同一とし斷面の變化は突縁山形の大さ及腹鈑に付する側鈑 Side plate の增加を以てするのである，然し側鈑を增加する事は突縁の水平脚の鋲打に關係し且環動半徑を小にする傾向がある。

斷面を組成するに當つて次の如き事項を注意する（第 500 圖參照）.

$$
\left.\begin{array}{l}
t > \frac{1}{30} h' \\
t' > \frac{1}{40} b' \\
t'' > \frac{3}{4} t \ \text{or} \ \frac{3}{4} t' \\
b \fallingdotseq \frac{7}{8} h \\
c \fallingdotseq 5 \text{ mm.}
\end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots (229)
$$

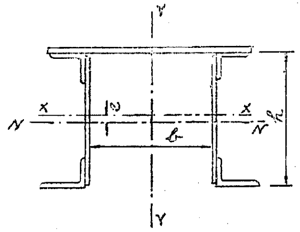
第 5 0 0 圖



尙 b なる幅は弦材全體を通じて同一となし其の中に這入る繫鈑及其の繫鈑にて連結せられる腹材の幅に依つて定まるものである，故に他の部材を設計したる後弦材を決定すべきである，少くとも同時に他の部材の寸法を決定し置く方が都合が可い，普通其の中に這入るべき腹材及繫鈑に要する幅員に 3 粍の余裕を見込んで有効幅員を決定するのである。

抗壓材の許容應力は $\frac{l}{r}$ に關係を有するを以て斷面決定せざれば正確なる許容應力を求める事は出來ない，故に設計の當初に於ては

第 5 0 1 圖



$$
\left.\begin{array}{l}
r_x = 0.39\,h \\
r_y = 0.55\,b
\end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots (230)
$$

上式中……r_x 及 r_y は $X-X$ 軸及 $Y-Y$ 軸の環動半徑.

と假定し斷面決定と共に更めて $\frac{l}{r}$ を精算し斷面を檢査する。

又 h 及 b は徑間長に應じて次の諸式に依つて決定する.

$$
\left.\begin{array}{ll}
l < 65 \text{ m.} \ \text{なる時} & b = 12 + 0.5\,l \\
l > 65 \text{ m.} \ \text{なる時} & b = 25 + 0.3\,l \\
 & h = b + 0.1\,l
\end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots (231\text{ a})
$$

或は

$$\left.\begin{array}{ll} & h=l-\dfrac{l^2}{400} \\ \text{普通徑間に對して} & b=h-0.1\,l \\ \text{非常に大なる徑間に對して} & b=h-0.2\,l \end{array}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(231\text{b})$$

上式中 $\begin{cases} h \text{ 及 } b \cdots\cdots\cdots\cdots \text{糎}. \\ l \cdots\cdots \text{徑間長（米）}. \end{cases}$

又弦材を設計する場合專ら軸應力のみに依るのであるが弦材自身の重量の爲に多少たりとも彎曲率の影響を受ける，故に實際に於ては軸應力の外に此の彎曲率に因る纎維應力を加算すべき筈である，然し豫め此の影響を輕減する爲に弦材の力線（第 501 圖 $N-N$ 線）を斷面の**重心線** Gravity axis（第 501 圖 $X-X$ 線）より e 丈下げて前記彎曲率の影響を此の力線の偏心に因る彎曲率に依つて消去するのである。

今　ω ……弦材の重量.

λ……分格長.

N……弦材の應力.

e……偏心量.

とすれば弦材の自重に因る最大彎曲率 $M_o=\dfrac{\omega\lambda^2}{8}$ なるを以て

$$Ne=\frac{\omega\lambda^2}{8}$$

$$e=\frac{\omega\lambda^2}{8N}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(232)$$

を得，尙弦材の斷面は應力の增加と共に其の斷面積も增加し重心線の位置も e なる値も構格每に異る，故に各構格の重心線の平均位置を以て弦材の重心線とし e の平均値を以て弦材の偏心量とするのである。

例題.　公道橋に於て最大應力 292,000 瓩を受ける抗壓材を設計せよ，但し分格長を 10.0 米，弦材の腹鈑高を 50 糎とす.

$$h=50+0.5\times2=51\text{ cm}.$$

にして最初（229）式及（230）式に依り

$$r_x=0.39\times51=19.89\text{ cm}.$$

$$r_y=0.55\times\frac{7}{8}\times51=24.54\text{ cm}.$$

$$r_y>r_x\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(233)$$

此の例題に於ても明かなるが如く r_y は多くの場合 r_x より大であり普通 r_y の方は考慮する必要はない。

其の許容應力は道路構造に關する細則第三十一條に依り

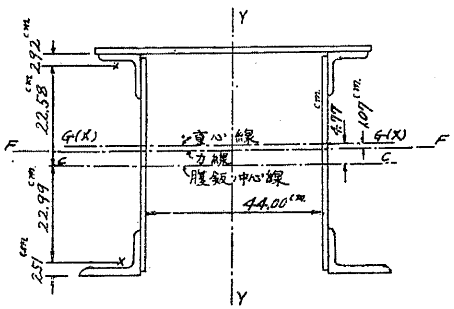
$$f_c=1{,}500\left(1-0.0055\times\frac{1{,}000}{19.89}\right)=1{,}160\text{ kg/cm.}^2>1{,}000\text{ kg/cm.}^2$$

故に　$f_c=1{,}000$ kg/cm.^{2} とする.

所要斷面積 $A=\dfrac{292{,}000}{1{,}000}=292.0$ cm.^{2}

而して次の如き斷面を組成す

第　5　0　2　圖



斷面 材料	斷面 寸法（粍）	斷面積 A cm.^{2}	腹鈑中央軸よりの距離 d cm.	腹鈑の中央軸の第一次率 $A\times d$ cm.^{3}	腹鈑の中央軸の物量力率 $A\times d^2$ cm.^{4}
1. Top pl.	650×12	78.00	+26.1	+2,035.80	53,134.38
2. Top Ls	150×100×13	48.62	+22.58	+1,097.84	{ 24,789.23 442.00
2. Web pls.	500×12	120.00	0	0	{ 0 12,500.00
2. Bottom Ls	150×100×15	70.50	−22.99	−1,620.80	{ 37,262.19 557.20
		317.12		+1,512.84	128,685.00

腹鈑の中央より斷面の重心線迄の距離を η とし，重心線の廻りの物量力率を I とすれば

$$\eta=\frac{1{,}512.84}{317.12}=4.77\text{ cm.}$$

$$I=128{,}685.00-317.12\times4.77^2=121{,}469.60\text{ cm.}^4$$

にして斷面の最小環動半徑 r は

$$r=\sqrt{\frac{121{,}469.60}{317.12}}=19.57\text{ cm.}$$

である.

$$\text{斷面の許容應壓力}=1{,}500\left(1-0.0055\times\frac{1{,}000}{19.57}\right)$$
$$=1{,}097\text{kg/cm.}^2>1{,}000\text{kg/cm.}^2$$

$$\text{實際最大應壓力}=\frac{292{,}000}{317.12}=921\text{ kg/cm.}^2<1{,}000\text{ kg/cm.}^2$$

次に部材の自重を w kg/m. とすれば

$$w=0.785\times317.12=248.94\fallingdotseq250\text{ kg/m.}$$

なるを以て (232) 式に依り

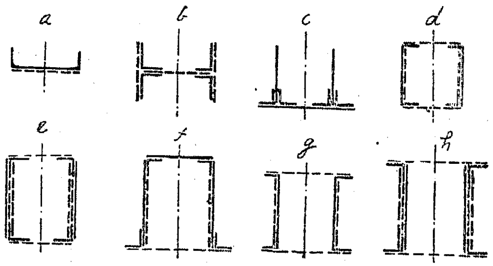
$$e=\frac{250\times10^2}{8\times292{,}000}\fallingdotseq0.0107\text{ m.}$$

故に力線 ($F-F$) の位置を重心線 ($G-G$) より 1.07 糎丈下に置く。

(*b*)　**下弦材（抗張材）.**

第 503 圖は鋲結構の下弦材の斷面を示すものである，*a* 及 *b* 斷面は小

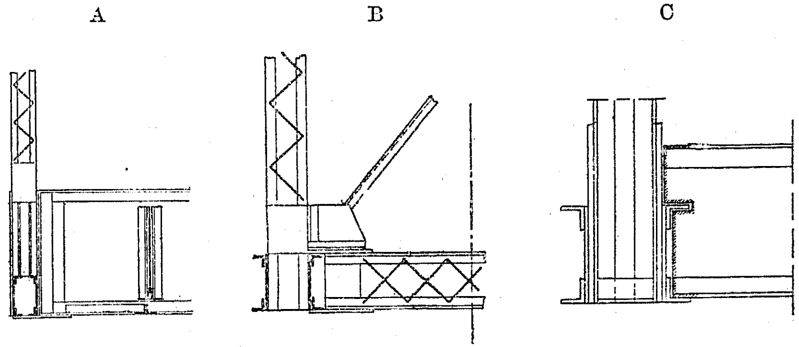
第　5　0　3　圖



なる徑間長或は輕き郊外橋にのみ使用される，*c*. *d*. 及 *f* 斷面は上路橋に

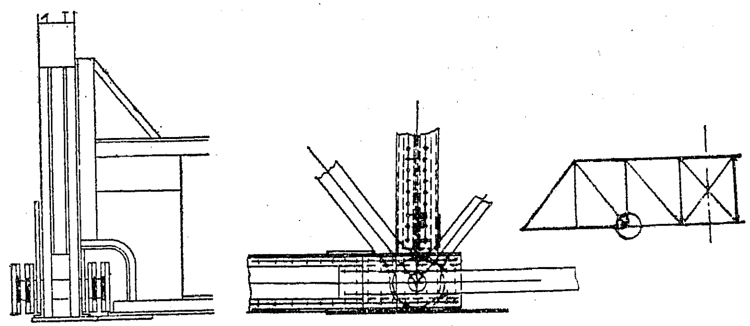
多く使用せられ，*g* 及 *h* は殊に下路橋の下弦材に使用せられる。

第　5　0　4　圖



第 504 圖 *A* に示すが如く下路橋に於ては床桁を取付ける爲及綴綾を小にする爲に下弦材の突緣は內側に向ける方が可い，此の場合現場鋲打及塗工等の爲兩突緣端の間隔は 12 糎以上出來得るならば 15 糎以上とする，若し小なる徑間長の橋梁で充分此の間隔をとる事が出來ない場合には第 503 圖の *f* 斷面を使用するか或は第 504 圖 *C* の如き構造とする，又鋲結橋に於て下弦材は構端より二構格丈に**剛抗張材** Stiffened tension member を使用し（§ 85 參照）腰吊材及第三の格點に於ける垂直材は下弦材の內部迄延長するを以て第 503 圖 *g* 及 *h* の如く下弦材の突緣の水平脚は外向とす

第　5　0　5　圖

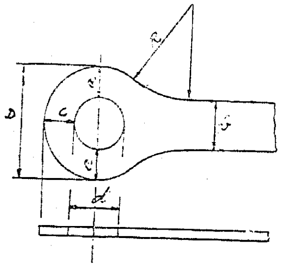


る，之が爲床桁の取付は第505圖の如く相當複雜となる。

上路橋の下弦材は第504圖 B に示すが如く突緣の水平脚を外向とし垂直材を内部迄延長して橫綾構及對傾綾構の取付を簡單にする。

鋲結構の抗張材普通は**眼釬**を使用する，歐洲に於ては**平鈑** Flat を其儘抗張材に使用せる實例はあるけれども米國に於ては凡て眼釬である，眼釬とは平鈑の兩端を膨大して第506圖に示す形にしたものであつて其の幅は普通50粍乃至200粍位．特に大なるものは500粍位のもので厚は幅の $\frac{1}{4}$ 乃至 $\frac{1}{8}$ 位とし最大50粍位である，各部の寸法は各製作所によつて多少異り型錄に委細記載せられてゐるが大略次の如きものである。

第 5 0 6 圖



$$\left.\begin{aligned} d&=\frac{3}{4}b\sim b\\ c&=b\\ a&=\frac{2}{3}b\sim\frac{3}{4}b\\ R&=\frac{3}{4}D\sim D\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(234)$$

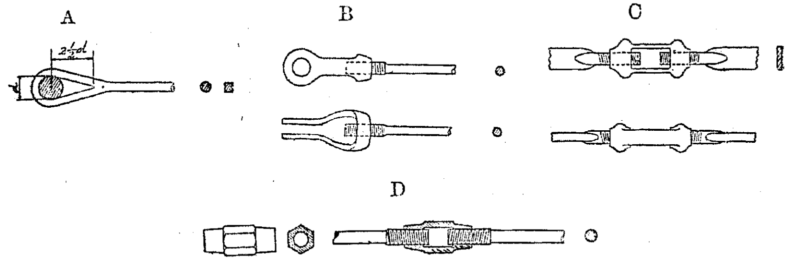
鋲孔の直徑は鋲の直徑に比して多少大に穿孔せられる，乃ち鋲徑125粍以下のものに對しては0.5粍，150粍以上のものに對しては1粍丈鋲孔を大とする，又鋲孔間の間隔も非常に正確を要し米國に於ては20呎に付 $\frac{1}{64}$ 吋以上の誤差は許さない事になつてゐる。

§ 102. 腹 材. Web member.

(*a*) 斜材.

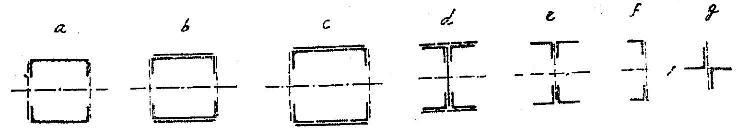
鋲結構（プラツト構）に於て極小なる公道橋及橫綾構の抗張材としては

第 5 0 7 圖



匝釬 Loop bar（第507圖 A）を用ひ或は丸釬を**クレビス** Clevise (B) を以て鋲に取付ける，然らざる時は凡て眼釬を用ひ對材には**ターンバツクル** Turnbuckle (C) 或は**スリーブナツト** Sleeve nut (D) を挿入した**調整釬** Adjustable bar を用ひる，是等の寸法も各製鐵所の型錄に委細記載されて居る，然し鐵道橋の如く活荷重が死荷重に比較して非常に大なる且構高の高き橋梁に於ては斜材は稍過長にして小なる斷面の斜材及對材の震動は大である且つ交番應力に依る鋲の磨滅も非常に大である，著者は二十數年にして改築せられた鋲結構に於て鋲の直徑約5粍磨滅し脫取る爲に非常なる困難をした經驗を有するものである，故に斯る部材には屢々**集成材** Built member を使用し弦材に直接鋲結する事がある，但し集成材の幅員が他の眼釬に比較して廣過ぎて外觀惡く公道橋に於ては成可く避けた方が可い。

第 5 0 8 圖

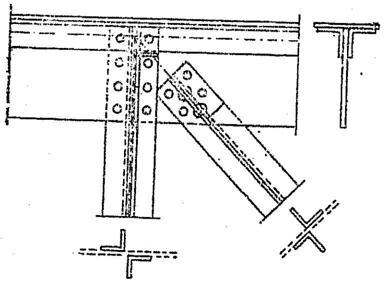


鋲結構に於ては抗張材たると抗壓材たるとを問はず最も使用せられ斷面は第508圖 a 乃至 c に示す二溝形鋼型で脚は部材の內側に向ける，斜材の長は他の部材に比較して長き故其の斷面は $\frac{l}{r}$ の制限よりして相當大な

るものを必要とする，又抗壓材に於ては其の端が所謂**フオーク型** Forked end となつて不等應力を受ける事を避ける爲出來得る限り端近く**綴鈑** Tie plate を設け兩溝形の脚の間には兩側共に**綾綴** Lacing を設ける，抗張材に於ては綾綴を省略し所々に綴鈑のみを設ける事がある，小なる橋梁に於ては *d* 及 *e* に示すが如き四山形鋼型を使用する事があるけれども勿論部材の剛性に於て遙かに二溝形鋼型に劣る，*f* は郊外橋の抗張材に使用せられ *g* の**星山形鋼** Star angles は米國に於ては余り使用されないけれども歐洲に於て腹材として輕き荷重の橋梁に屢々使用せられる（第509圖參照）。

(b) **垂直材.**

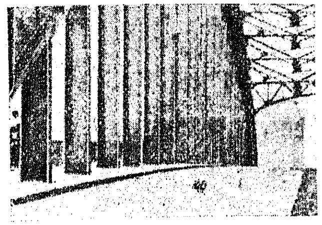
第509圖



鋲結構に於ける懸吊材には以前は眼釘を使用したが振動多く剛性に缺けるを以て今日はワーレン構の垂直材同樣第508圖 *d* 及 *e* の如き四山形鋼型を使用する，一般に是等の部材は應力より計算すれば小なる斷面積で充分であるけれども是等の部材の伸長は下弦材に彎曲率の影響を與へるを以て計算に依る所要斷面積の 2 倍乃至 3 倍の斷面を使用し應力度を小にして伸長率を減少する，第 508 圖 *d* の如き四山形鋼型の腹材に鈑を使用する事は構造上最も簡單であるけれども垂直材の數多き場合には稍ともすれば垂直材のみ過重なる觀を呈するを以て幅員小なる橋梁に於ては注意すべき事である（第510圖參照），垂直材の腹材に綴綾を使用する場合には床桁を取付ける個處に於て**隔鈑** Diaphragm の厚が綴綾鈑の厚の二倍となる，故に小なる橋梁に於ては隔鈑と同厚の綴鈑を所々に挿入する事がある（第 508 圖 *e*)。

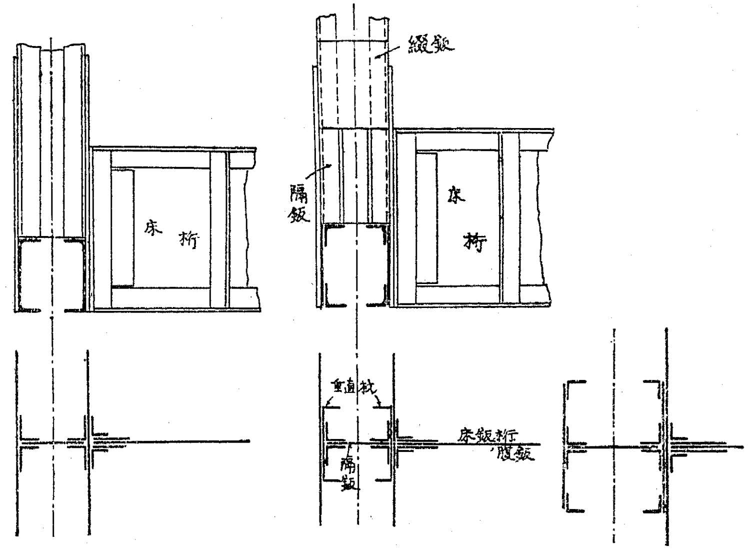
第508圖 *a* 乃至 *c* に示す二溝形鋼型も垂直材として多く使用せられる

第510圖



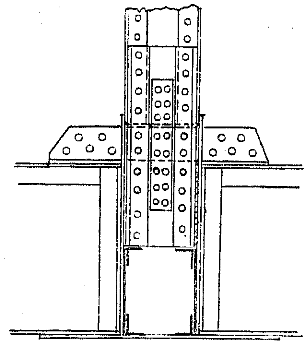
型であつて殊に鋲結構の抗壓垂直材として格點の構造に便利なものである，抗壓材なる時は縱橫方向の環動半徑を稍等しき値とし且床桁を取付ける部分には床桁の高に必ず隔鈑を使用する（第 511 圖參照）。

第511圖



公道橋に於て主構を步車道の境界に設けたる場合には床桁を主構の外側迄延長して步道を支持する，若し步道の幅員狹く其の荷重も大ならざる時は步道床桁を垂直材の外側に鋲結するのみとする，斯る構造に於ては步道床桁は突桁となり垂直材との緊結鋲は張力の作用を受ける傾向がある，故に鋲の強度は § 42 に於て述べた方法に依りて輕減する，若し步道の幅員大であり荷重大なる時は突桁の彎曲率を主構の內側の床桁迄傳達せしめて

第512圖

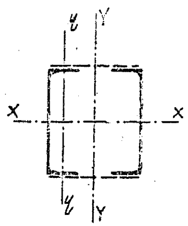


垂直材の緊結鋲に張力の作用を受けしめ無い樣工夫せられるのである，斯る構造に於ては垂直材は往々床桁に達せざる內に適當なる位置にて切斷せられる事がある（第512圖參照），尙步車道床部構造の細目は § 108 に詳述する。

§ 103. 綴鈑 Tie plate. 及 綾綴 Latticing or Lacing.

上述せる抗壓材に於て部材が集成材なる場合各材片の結合不完全であつて各材片が個々に作用する時は其の部材は非常に弱いものである，乃ち第513圖に於て各材片が完全に一體となつて作用するものならば其の許容强度 f_c は r_{X-X} 或は r_{Y-Y} を以て計算せられるけれども若し各材片の共同作用が不完全なる時は $r_{\eta-\eta}$ を以て計算せられる結果となり其の許容應力は甚しく低下する，故に各材片の共同作用の目的の爲に綴鈑及綾綴を使用する。

第513圖



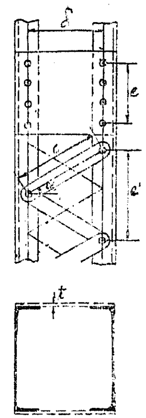
(*a*) **綴鈑.**

抗壓材の兩端及中間に使用し兩端のものは出來得る限り端近くに設け其の大さは次の如くにする。

$$\text{端綴鈑}\quad \left.\begin{array}{l} e\geqq\delta \;\; (e=1\frac{1}{4}\delta \text{ が標準}) \\ t\geqq\frac{1}{50}\delta \end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots(235a)$$

$$\text{中間綴鈑}\quad \left.\begin{array}{l} e\geqq\frac{\delta}{2} \;\; (e=\frac{3}{4}\delta \text{ が標準}) \\ t\geqq\frac{1}{50}\delta \end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots(235b)$$

第514圖



而して何れの場合にも綴鈑の片側には三本以上の鋲を使用する。

(*b*) **綾綴.**

綾綴には**單綾綴** Single lacing と**複綾綴** Donble lacing の二種ある，今第514圖に於て集成抗壓材の物量力率を *I.* 其の自由長を *L.* とし綾綴される片側部分の物量力率を *i.* 綾綴の間隔を e' とすれば

$$\frac{i}{e'}\geqq\frac{I}{L} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(236)$$

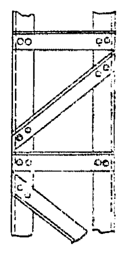
でなくては抗壓材は全體として破壞せられる以前に部分的に破壞せられる結果となる，故に抗壓材の組立具合に依つて e' が長くなる場合には α 角の大さにも制限があるを以て複綾綴を使用する，普通 $\delta>400$ mm. にして**綾釪** Lacing bar の端に鋲一個しか使用されない場合には複綾綴を使用する，而して

$$\left.\begin{array}{ll} \alpha\leqq30^\circ & \text{單綾綴の場合} \\ \alpha\leqq45^\circ & \text{複綾綴の場合} \end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(237a)$$

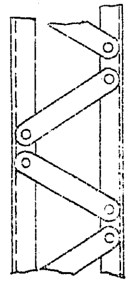
とし綾釪の厚 t は

$$\left.\begin{array}{ll} t\geqq\frac{c}{40} & \text{單綾綴の場合} \\ t\geqq\frac{c}{60} & \text{複綾綴の場合} \end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(237b)$$

第515圖



第516圖



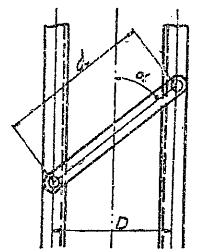
とし其の幅は第37表に示す値とする（鋼鐵道橋設計示方書第四十條及第四十一條參照）。

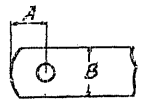
大なる抗壓材に於ては綾釪に山形鋼を使用する（第515圖參照），多く使用せられる山形斷面は　65mm.×50mm.×9mm.　乃至 90mm.×60mm.×9mm. である，又構造細

目よりして綾釘の**輪塡材** Ring filler の厚を節約する爲第 516 圖に示すが如く綾釘を交點に於て重ねないものがあるけれども綾綴の應力の傳達が不確實であるのみならず外觀宜しくない故成可く避けた方が可い。

第 3 7 表

單位……粍





$D \geqq 400$ ナルトキハ複綾綴トシ交點ヲ鋲結スベシ
α ハ45°ヨリ大ナルヲ要ス

$$A \leqq \frac{B}{2}+6$$

厚サ t =對スル綾釘ノ許容最大長サ d		
單綾綴 $d=\frac{t}{0.025}$ d	厚サ t	複綾綴 $d=\frac{t}{0.010}$ d
240	6	375
280	7	438
320	8	500
360	9	563
400	10	625
440	11	688
480	12	750
560	14	875
600	15	938
640	16	1000
680	17	1063
760	19	1188
800	20	1250

綾釘ノ最小幅	
22粍鋲=對シ	65
19 〃 〃	57
16 〃 〃	50

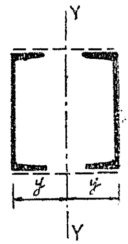
鋲數	
綾釘ヲ鋲結スル突緣ノ幅	鋲
65以上90未滿	19粍鋲 1個
90〃 130 〃	22 〃 〃
130〃	22 〃 2個

以前は抗壓材の綾構は別に設計計算を試みず習慣的に之を設けたものである，而して 1907 年彼の有名なる**ケベツク**橋（控架構）墜落の主なる原因は此の綾構の不充分なりしにあるとされて居る，乃ち碇徑間の下弦材の綾釘が部材斷面に比較して非常に羸弱なりし爲抗壓材の彎曲に伴う剪應力

に抵抗し得ず遂に部材を破壞するに至つたのである，之が動機となつて其の後は抗壓材の横剛性が重要視され綾構に對しても其の計算が試みられる様になつたのである，然し乍ら其の計算方法は未だ完全なるものとは考へられない。

今抗壓材が軸應力に因り彎曲する狀態を主構が垂直荷重に因つて撓む場合の如く考へ抗壓材を主構の弦材と見做し綾釘を主構の腹材に相當するものとして取扱ふ時は綾釘は抗壓材の彎曲に因つて生ずる**柱剪力** Column shear に抵抗しなければならない，而して抗壓材の柱剪力は柱の全强の 2 % 乃至 4% と計算せられる。

第517圖



$$\left.\begin{aligned} P&=f_cA \\ Q&=(0.02\sim0.04)P \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(238a)$$

上式中　P……抗壓材の全强.

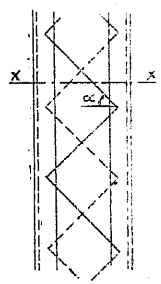
f_c……抗壓材の許容應力.

Q……柱剪力.

又鋼鐵道橋設計示方書第三十九條に依り

$$Q=\frac{Pl}{4{,}000y} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(238b)$$

第518圖



上式中　P……抗壓材の全强（瓩）.

l……抗壓材の長（糎）.

y……斷面の中立線より緣維に至る距離（糎）.

Q……柱剪力（瓩）.

とし部材に直角に作用するものとせられる，故に第 518 圖に於て綾釘に作用する應力 S は

$$S=\frac{Q\sec\alpha}{n} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(239)$$

上式中 n……$X-X$ 斷面（部材の直角斷面）にて切斷せられる綾鋲數.

とせられ上弦材の如く斷面の片側に蓋鈑を使用する場合には(239)式の $\frac{1}{2}$ が開きたる側の綾綴に作用するものとする。

§ 104. 鋲結構の格點構造 Panel joint of riveted truss.

鋲結構の格點に於ては對角材が抗張材たりとも抗壓材たりとも普通は弦材の腹に取付けられた緊鈑 Gasset plate に鋲結する，緊鈑は上弦材の內側，下弦材に於ては弦材の突縁が外向きなるか內向かに依つて其の內側或は外側に取付ける，垂直材は緊鈑の內側に弦材の腹の中迄入れる事もあるし對角材同樣中迄延さない場合もある。

次に設計上其の必要事項を順を追うて說明する。

(1) 格點に集る各部材の力線は一點に集る樣にする事.

§ 101 に於て既述せし如く上弦材の力線は其の重心線と必ずしも一致せしめない，又弦材は端より中央に進むに伴れて斷面積は增加し其の重心線の位置も力線の位置も異る，故に弦材各格間の力線の平均を以て弦材全部の通じての力線とする。

(2) 腹材を緊鈑に緊結する鋲數は成可く部材の實際應力に依らずして許容應力に依る事.

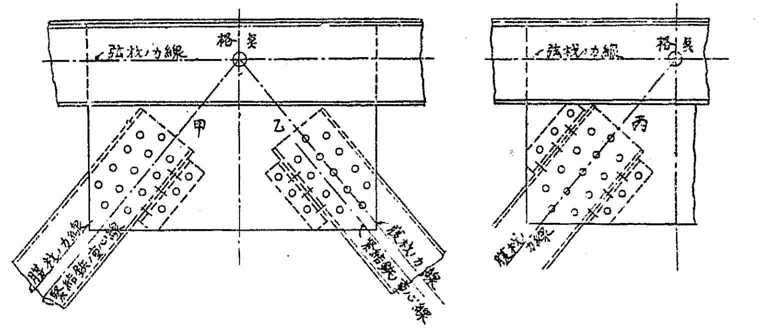
$$n=\frac{f.A}{r} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(240)$$

上式中 A……腹材の斷面積（平方粍）.
f……腹材の許容應力（瓩/平方粍）.
r……緊結鋲の强度（瓩）.
n……所要鋲數.

(3) 腹材の重心線と緊結鋲の重心線とを一致せしめる事，若し斯る條件が滿足されない場合には § 44 偏心鋲接の計算を行ふ.

第 519 圖甲乙共には腹材の力線と緊結鋲の重心線が一致しない場合であ

第 5 1 9 圖

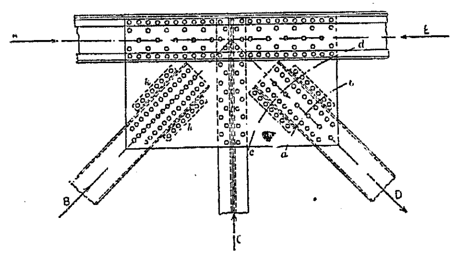


つて丙は腹材の力線に對して部材も緊結鋲も相對的であつて最も望しき接合である，甲は緊結鋲の重心線が格點を通過し乙は腹材の力線が格點を通過するものである，寧ろ已むを得ない場合には甲の方を採用する。

(4) 緊鈑の寸法.

緊鈑の應力を完全に計算する適當なる方法はない，普通設計の際は各腹材の緊結鋲數を(240)式にて計算し出來る丈け緊鈑の大さを小にする樣略最小鋲距を以て各腹材に添うて緊結鋲を配置し之に依つて緊鈑の大さを定める，其の際緊鈑の應力に直角なる斷面

第 5 2 0 圖



(例へば ab 或は cd) の斷面積は其の斷面の先にある鋲群の全應力以上の强度を有する事が必要である，又緊鈑の厚に對しては緊結鋲の剪斷强よりも其の支壓强を常に大とし假令ひ接合の破壞があつても剪斷に原因せられる樣にする，普通使用せられる緊鈑の厚は次の如くである。

輕い公道橋 8〜10 粍.

短徑間の單線鐵道橋及普通の公道橋 10～13 粍.

重い街路橋及鐵道橋 16～19 粍.

非常に重い橋梁 25 粍以上.

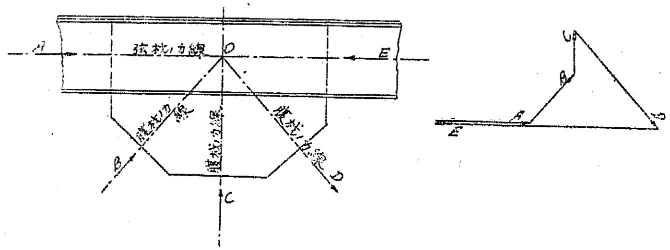
第520圖の腹材の緊結部材として使用せらるゝ k 山形鋼は繋鈑の大さを短縮する目的に使用せられるものであつて大なる斜材．殊に曲弦構及構拱に於て腹材の傾斜が大となる時は繋鈑の長さも相當長くなるを以て斯る場合に使用せられる方法である。

(5) 弦材と繋鈑とを接合する鋲數.

第521圖甲に於て格點 O の平衡狀態を考慮する時は乙の如くなり，弦材

第 5 2 1 圖

甲 乙



の應力の差は要するに $B.$ $C.$ 及 D なる腹材の應力の差に外ならない，故に格點に集る腹材の應力の合成力が最大なる時が即ち弦材の應力の差の最大なる時である，從つて斯る載荷狀態に於ける弦材の應力の差を求め之に依りて弦材と繋鈑との接合鋲數を設計する。

(6) 弦材の接合は格點を避ける事.

直弦構の弦材の繼手は運搬及取扱の關係よりして一構格又は二構格毎に設け成可く格點に近く且應力の小なる側に置く。

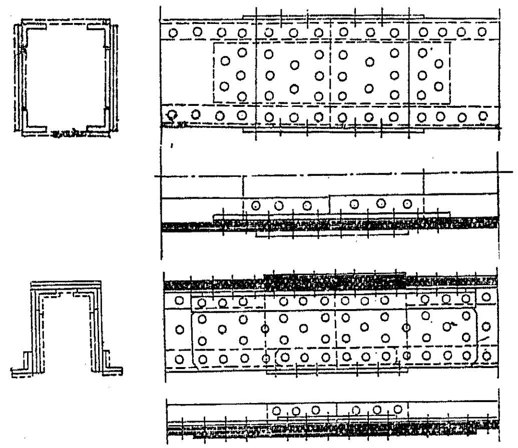
抗張弦の添接鈑及鋲數は部材の實際應力ではなく純斷面積の許容應力に依つて計算し部材の各材片の應力は添接鈑及添接山形を通じて他の側の之に相當する部材に直接傳達する樣にする，又部材の腹鈑の繼手と突縁山形

の繼手を多少異る位置にする事もあるけれども勿論構造が複雜となる，故に通常の實例は兩者を同一個處に於て切斷する（第 522 圖參照)。

第 5 2 2 圖

甲

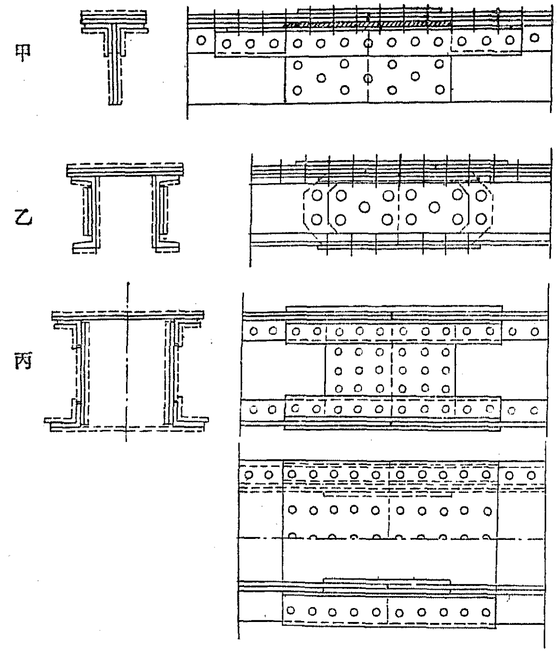
乙



抗壓弦の繼手は第523圖に示すが如く大體抗張弦と同一である，若し繼手の接觸面が完全に衝頭 Butting する場合には添接は單に兩部材の位置を保つ丈で充分に接合し得る譯である，故に米國に於ては以前は抗壓材の繼手は衝頭接合とせられたのである，歐洲に於ては以前より衝頭接合とはせず抗張弦同樣部材の全强を添接に依つて傳達し得る樣に設計せられてゐる，實際に當りて衝頭接合は鐵材の製作が如何に完全であつても運搬及架設中に於ける部材の撓度及足場のナジミ等よりして架設後に於ても其の完全を期待する事は餘程危險である，而も部材全强にて添接する事は左程困難でもない事なれば宜しく衝頭接合を避くべきである，殊に曲弦構或は大なる徑間に於て然りである（鋼鐵道橋設計示方書第四十四條參照)。

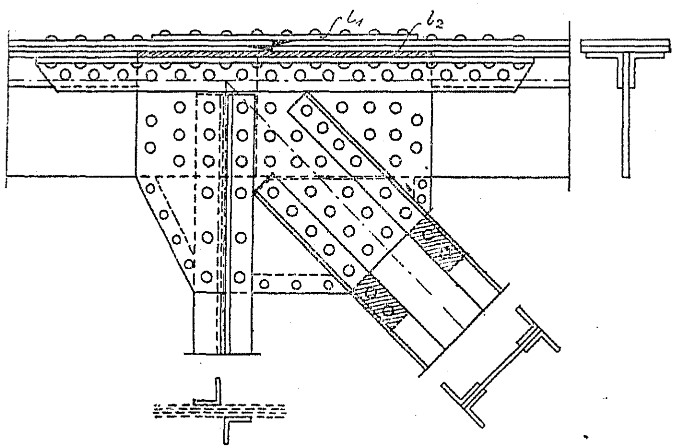
尙同上示方書第五十條及第五十一條に部材の鬪接添接を規定し第三十五條に於て抗壓材の兩端に於ける鋲距を規定してゐる，且繋鈑を二枚以上組合せて使用する場合には § 42 に既述せる縱鋲の規定に依るべきである。

第　5　2　3　圖



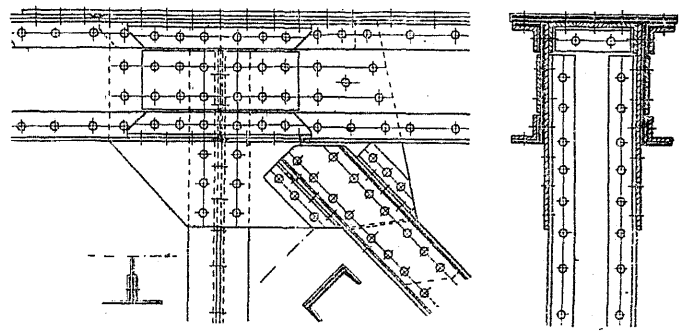
第524圖乃至第526圖は直弦構抗壓弦材の格點構造を示し第527圖乃至

第　5　2　4　圖

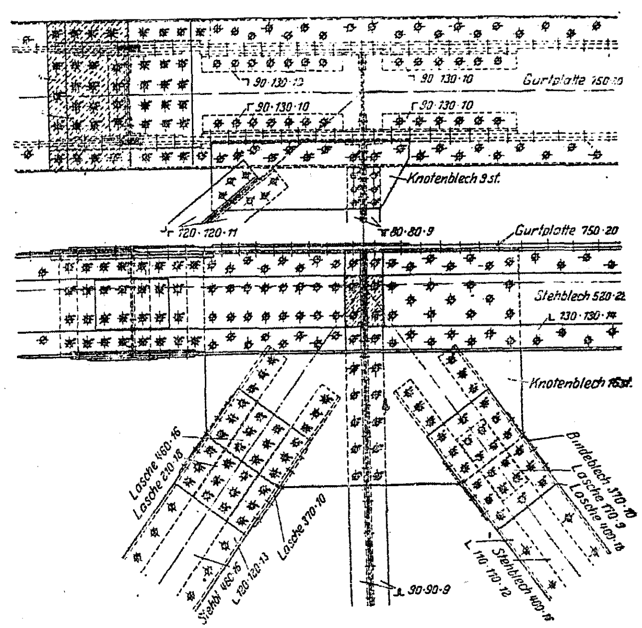


第528圖は抗張弦材の格點構造を示す。

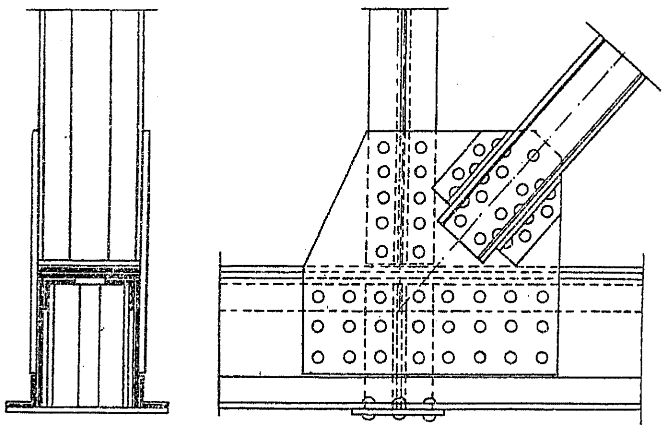
第　5　2　5　圖



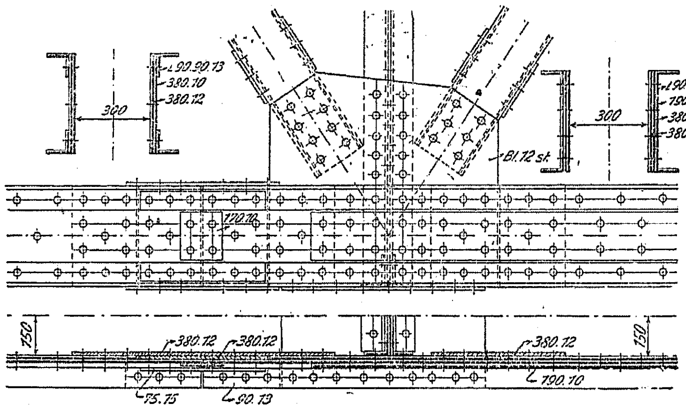
第　5　2　6　圖



第 5 2 7 圖

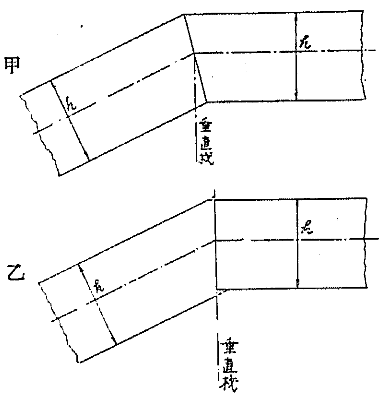


第 5 2 8 圖



曲弦構の設計細目に於て殊に困難を感ずるは恐らく格點の構造である，垂直材は出來得可くは弦材の腹迄挿入すべきであるけれども第529圖甲に示すが如く曲弦の接觸を**斜接合** Oblique joint にする時は垂直材を弦材に

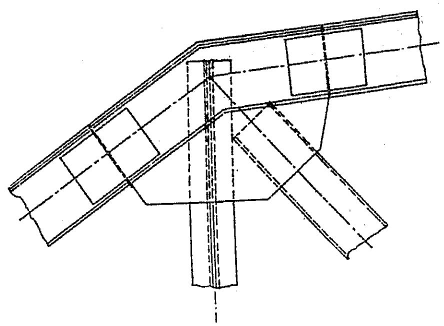
第 5 2 9 圖



鋲結し得る範圍が非常に狹められる結果となる，其の點第529圖乙に示すが如く弦材の繼手を垂直とする方が便利である，然し此の場合には弦材の上端及下端が喰違ひとなり殊に弦材の力線が斷面の中央より上部にあるを以て下端に於ける喰違ひが甚しい，若し弦材の斷面に於て下端に山形鋼を使用せざる場合はこの喰違ひを多少整へる事が出來る。

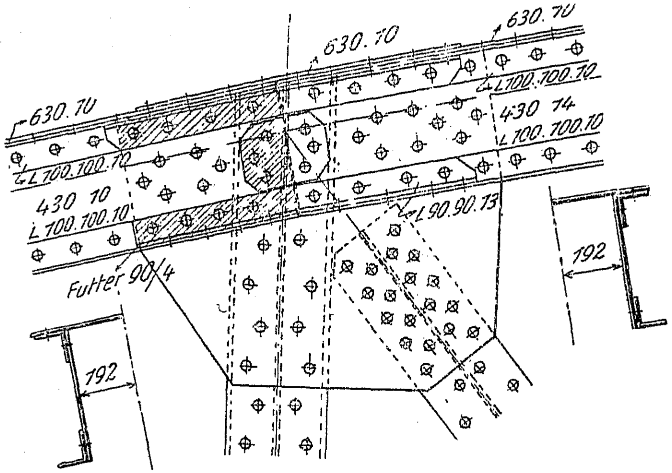
弦材の繼手は直弦構同樣格點近く應力の小なる側のみに設ける事がある，然し斯る場合には部材の端の若干長は次の弦材と一致する樣曲げなければならない不便がある，故に第530圖に示すが如く格點を挾んで繫鈑の兩端に繼手を設け弦材の屈曲を小部分のみにて取扱う事がある。

第 5 3 0 圖

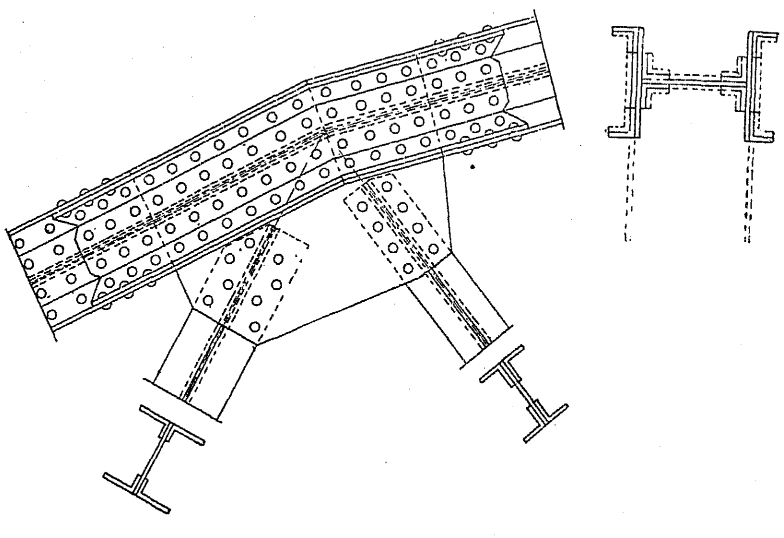


第 531 圖乃至第 535 圖は曲弦の格點構造を示すものである。

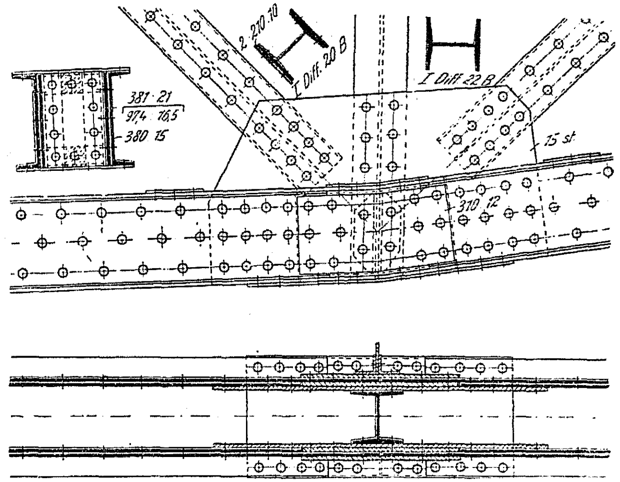
第　5　3　1　圖



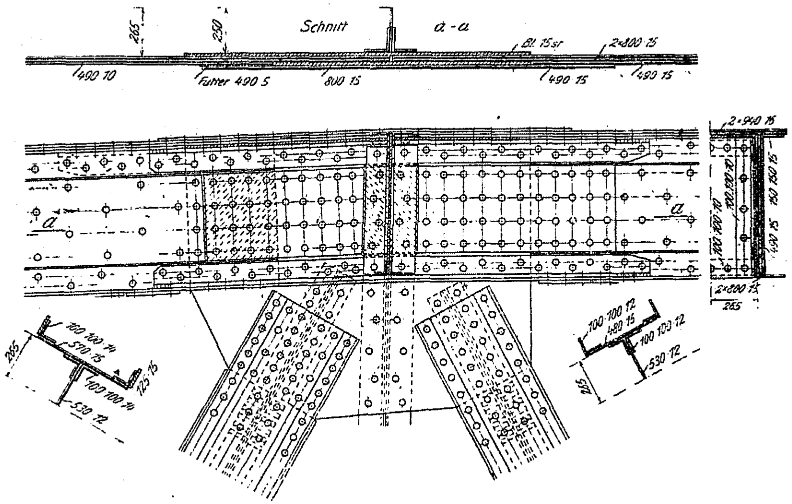
第　5　3　2　圖



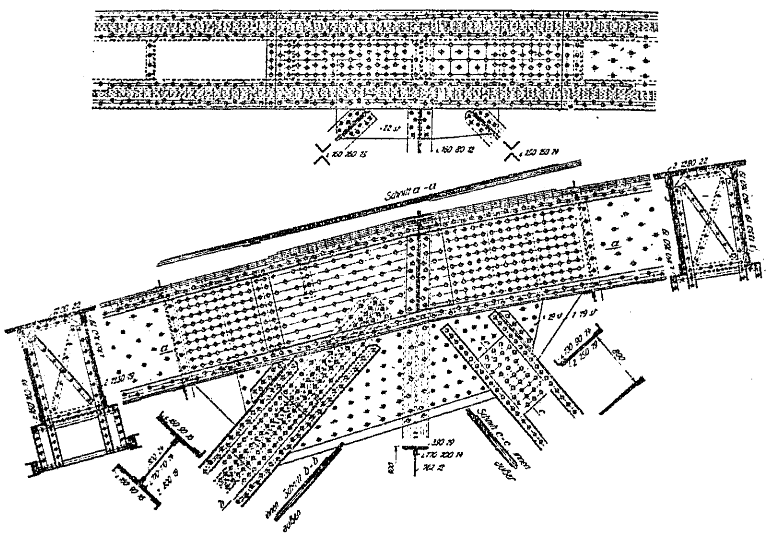
第　5　3　3　圖



第　5　3　4　圖



第　5　3　5　圖



(7) 端格點の構造.

弦材の端格點構造は鋲結構設計細目の困難なる個處の一つである。

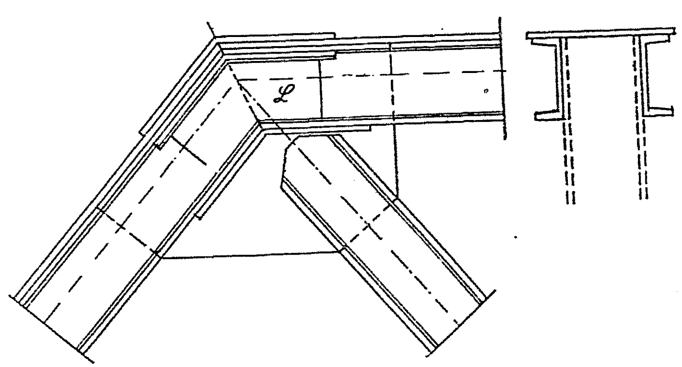
上弦材の端格點に於ては集る部材相當多く且端柱に取付けられる橋門構の接合をも考慮する必要がある，第529圖甲に示される斜接合となし衝頭接合に依らず部材の全强に依つて設計せられる，第536圖甲は最も普通用ひられる構造にして弦材の腹材は繫鈑及添接鈑 L に依つて添接せられ突縁の水平脚及蓋鈑は夫々水平鈑に依つて添接せられるのである，乙圖は甲圖に於ける突縁及蓋鈑の添接を不完全と見て緩なる彎曲に依つて突縁と繫鈑とを別々の個處に於て添接したるものである，乃ち腹鈑を a_1 及 a_2 にて添接し突縁山形を s なる諸點にて切斷し上下に w なる添接山形を用ひて添接したのである。

下弦材端格點に於ける繫鈑は最も大なるものであつて集る部材は弦材にしろ端柱にしろ大なる斷面の部材である且端床桁をも取付られる事がある

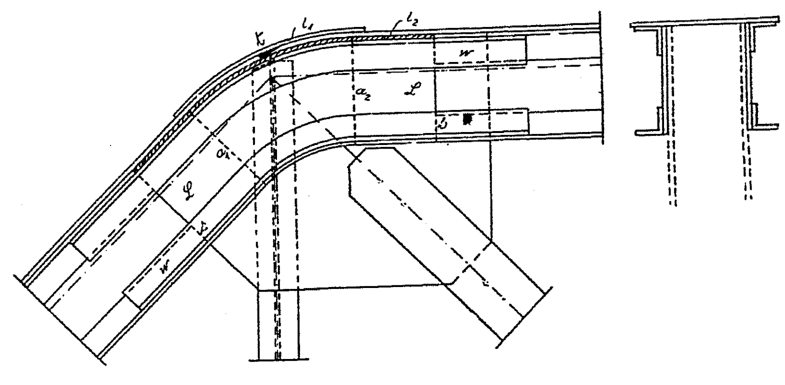
ので繫鈑相互間には場合に依つては隔鈑を取付ける，又米國に於ける實例の如く端支承に**組立沓** Built shoe を使用したる場合には往々鋲結構の端格點同樣搖鋲 Rocker pin を端格點の中心附近に下弦材の中に置く事がある，歐洲に於ては一般に主構と支承とを別々にする，近來鑄鋼製の沓を使用し後者の構造が多い。

第　5　3　6　圖

甲

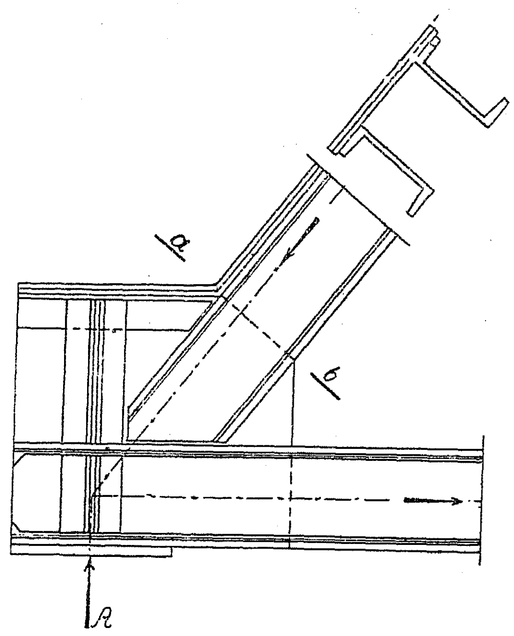


乙

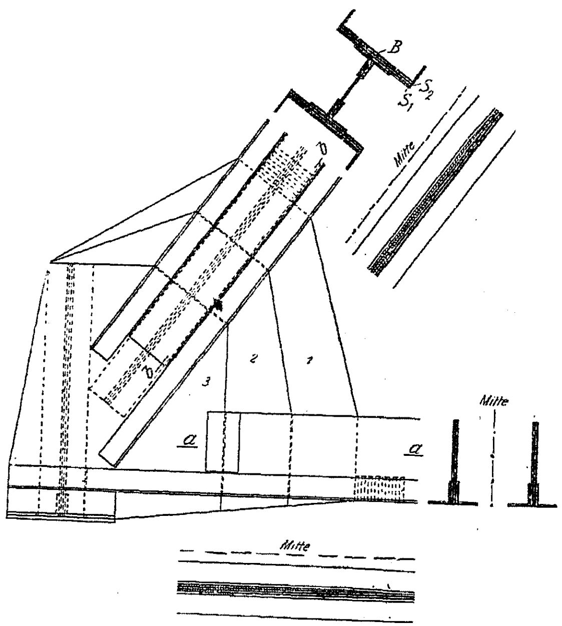


第 5 3 7 圖

甲

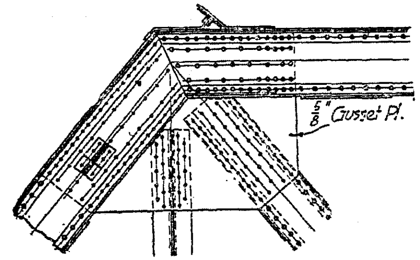


乙



第538圖は米國に於ける上弦端格點の實例であつて衝頭接合に信頼し格點の部材の位置は繋鈑のみにて保たれてゐる，而して橋門構は上弦材の上端以上迄表して居る。

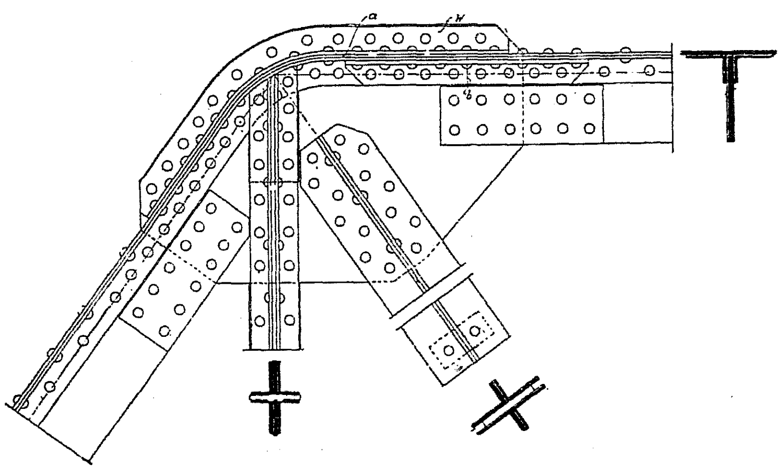
第 5 3 8 圖



第539圖は上弦端格點に於ける弦材と端柱との突緣山形と腹鈑との接合を別々に取扱ひたるものにして橋門構を取付ける事は割合に困難である，又外觀も宜しからず橋門構を設けざる比較的小徑間の橋梁に使用する。

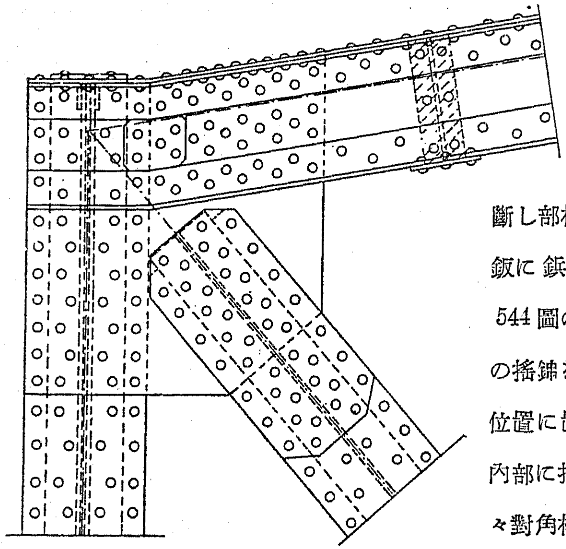
第540圖及第541圖は端柱の垂直なるものの上弦端格點構造である。

第 5 3 9 圖



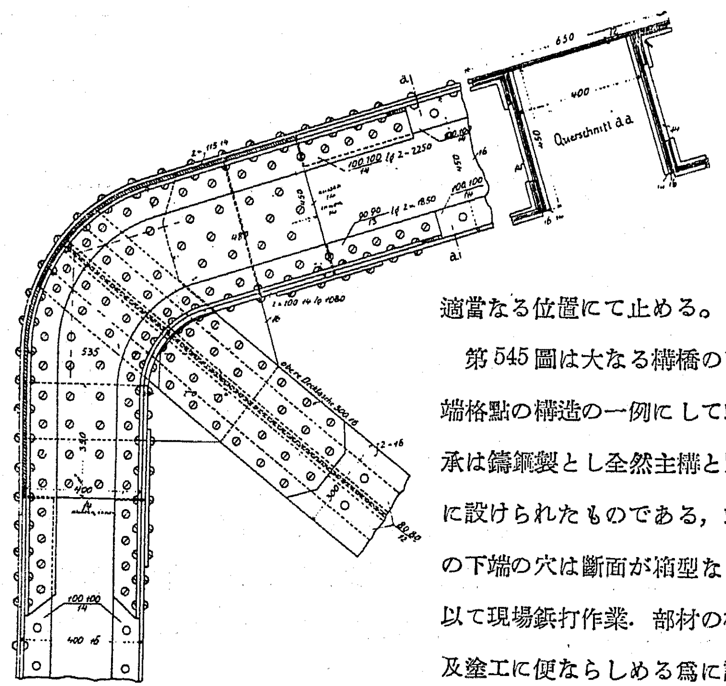
第542圖及第543圖は多少異りたる下弦端格點の構造を示す，第537圖甲に示すが如く普通の大さの構橋に於て支承に鑄鋼沓を使用する場合には下弦材を延長した方が支承との結合に便利である，大なる徑間にして部材の

第　5　4　0　圖



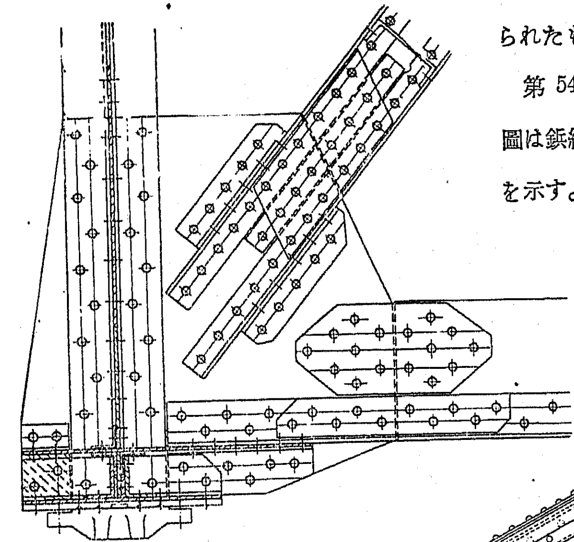
斷面大なる場合には第537圖乙の如く弦材も端柱も適當なる位置にて切斷し部材の各材片を逐次繫鈑に鋲結して行く，尙第544圖の如く鋲結構の支承の搖錘を略主構の端格點の位置に置き組立沓を繫鈑の內部に挿入する場合には往々對角材を延長し下弦材を適當なる位置にて止める。

第　5　4　1　圖



第545圖は大なる構橋の下弦端格點の構造の一例にして端支承は鑄鋼製とし全然主構と別々に設けられたものである，端柱の下端の穴は斷面が箱型なるを以て現場鋲打作業．部材の檢査及塗工に便ならしめる爲に設け

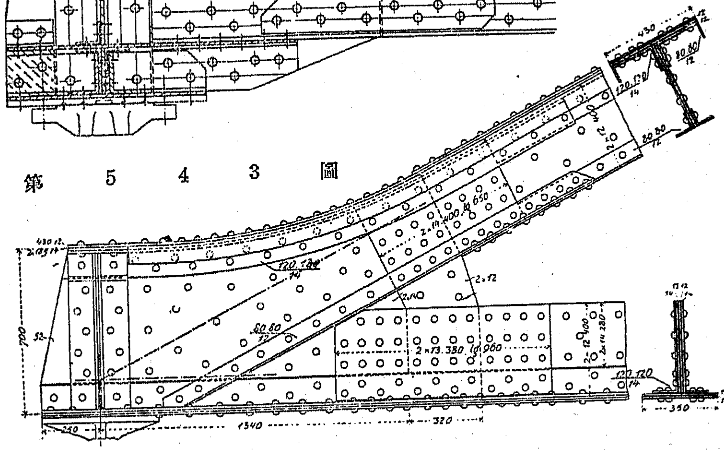
第　5　4　2　圖



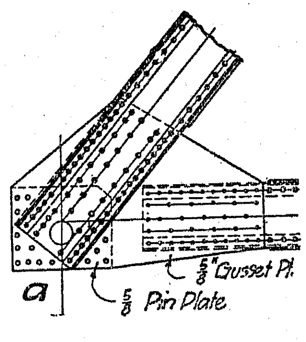
られたものである。

第546圖乃至第550圖は鋲結構の設計實例を示す。

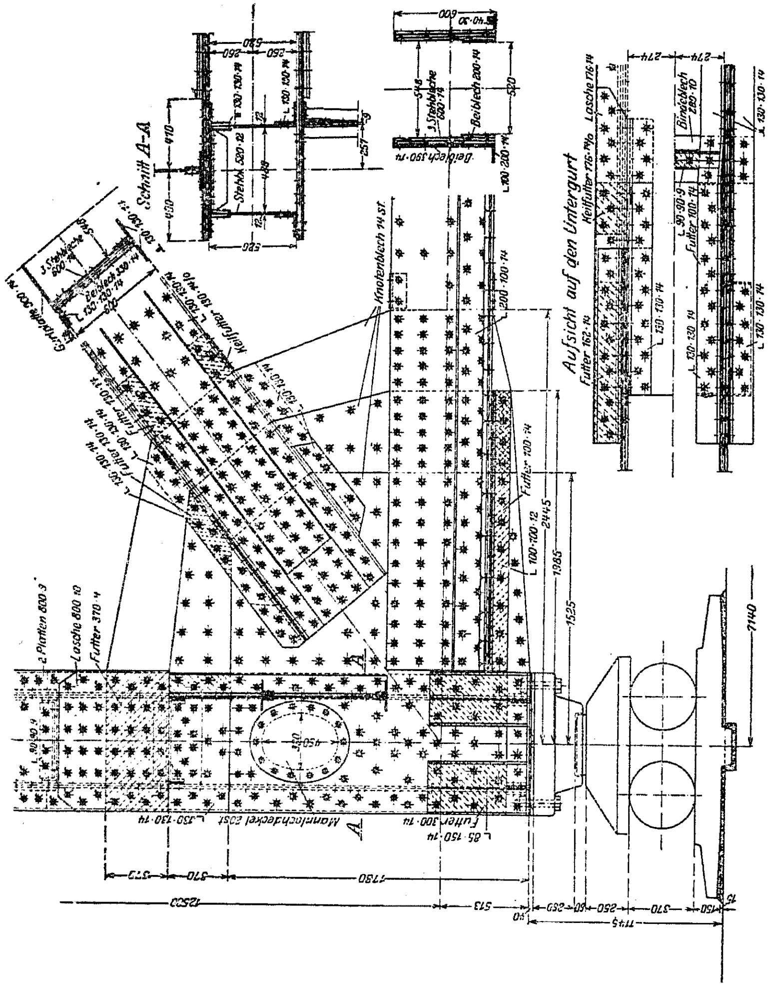
第　5　4　3　圖



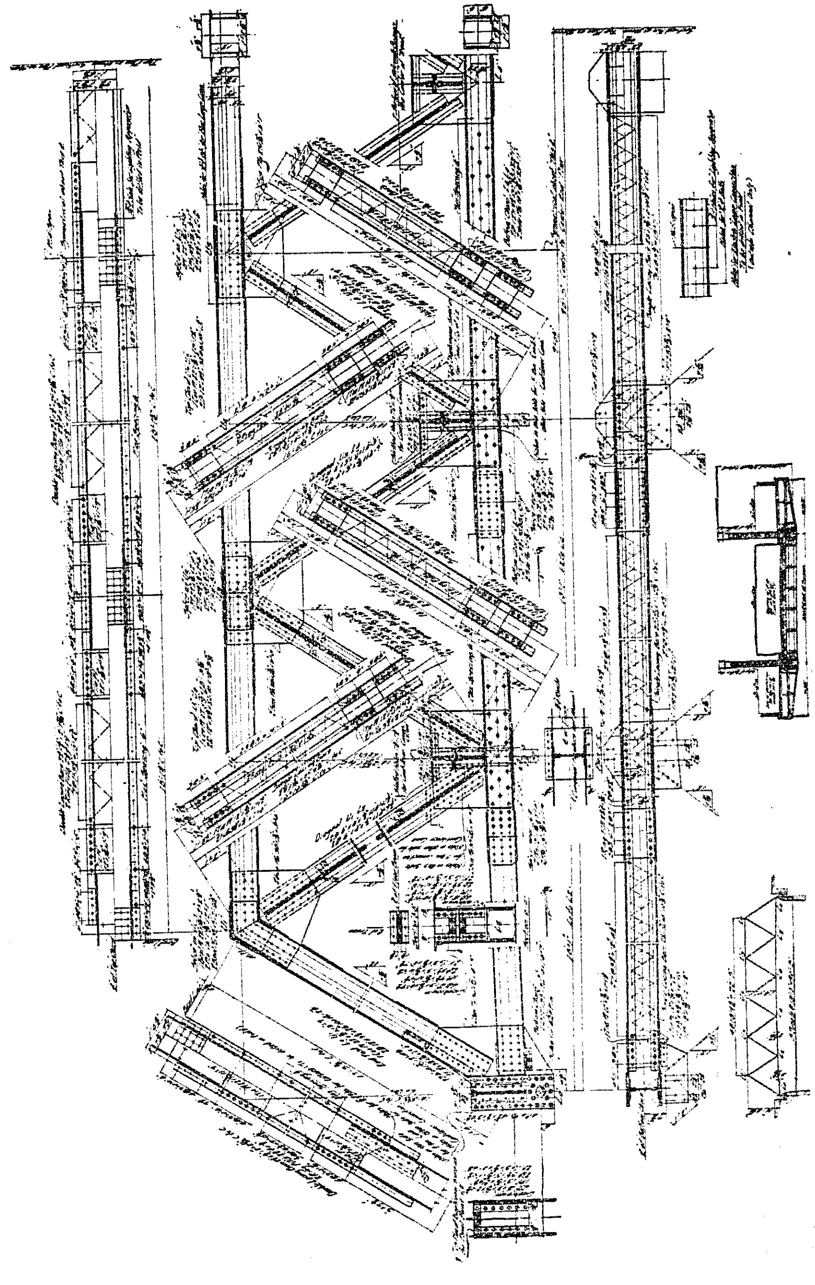
第　5　4　4　圖



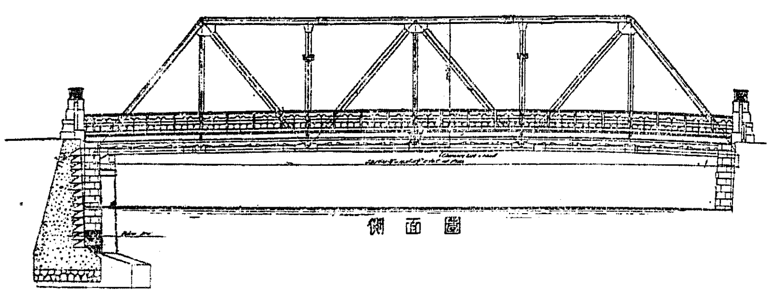
第 5 4 5 圖



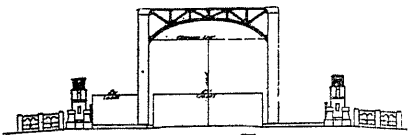
第 5 4 6 圖



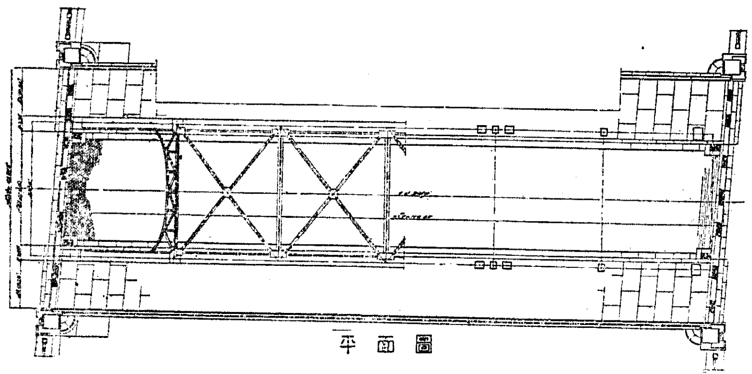
第547圖甲



側面圖

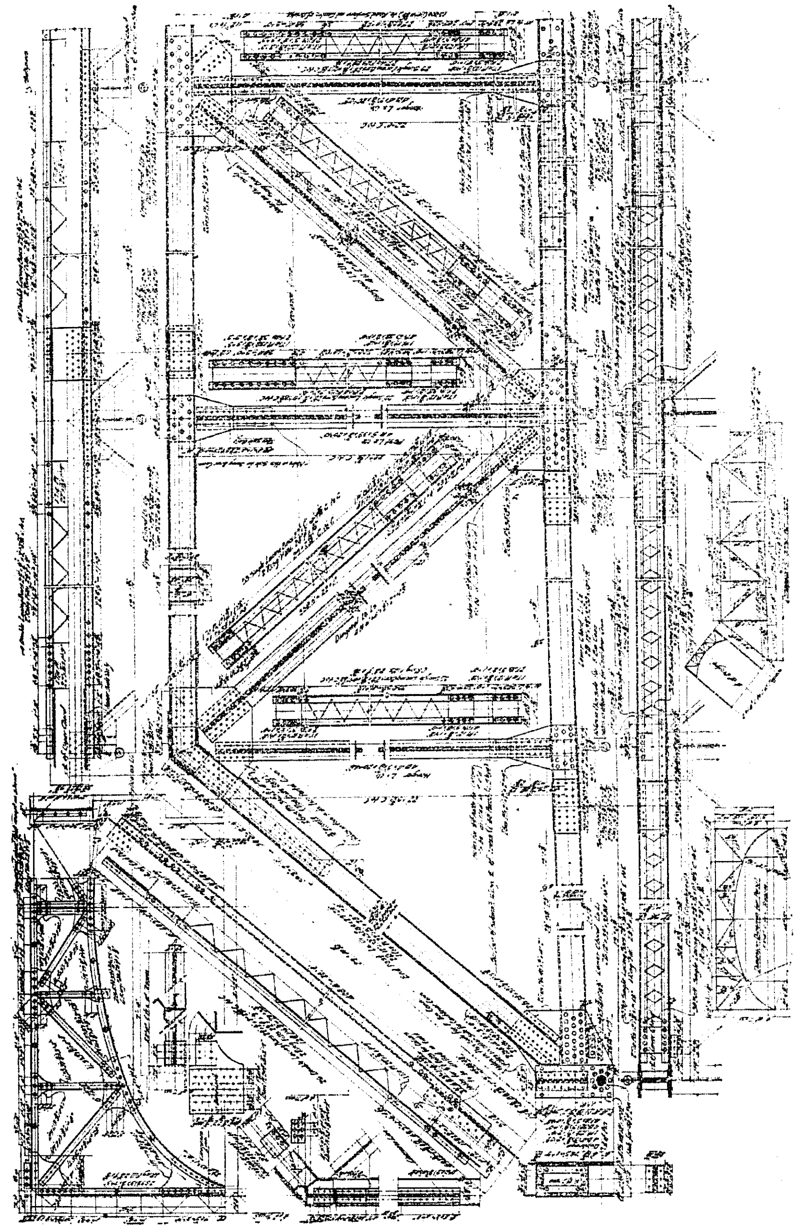


正面圖

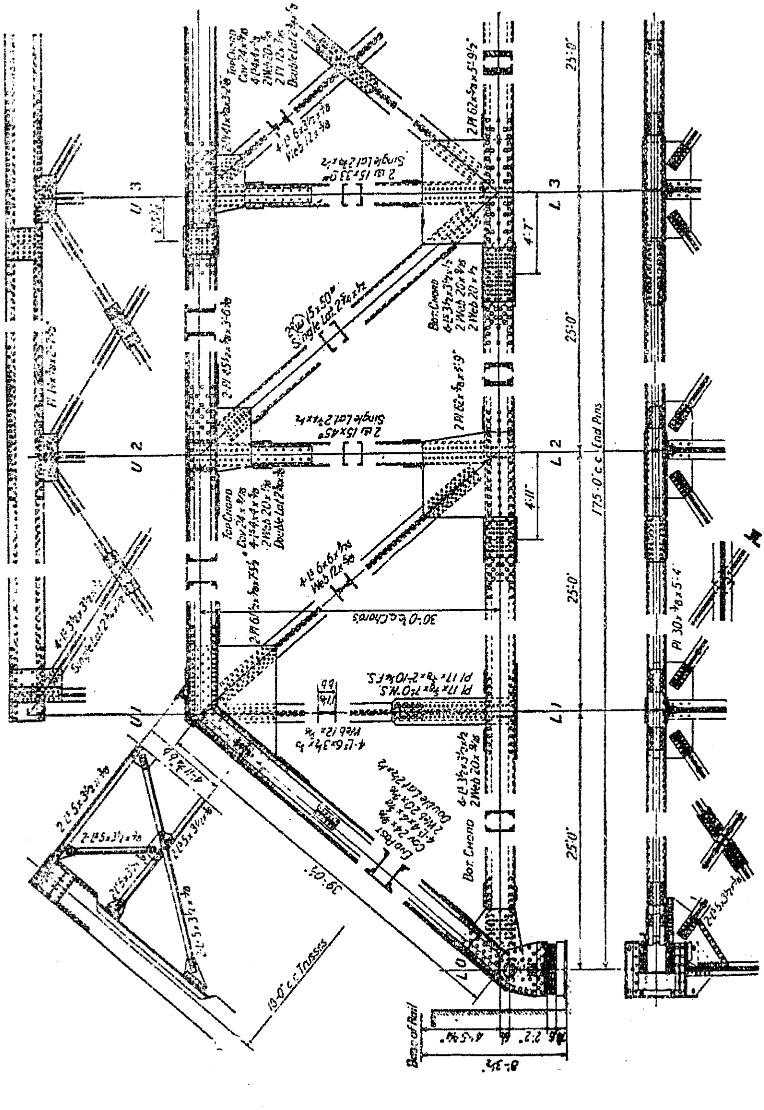


平面圖

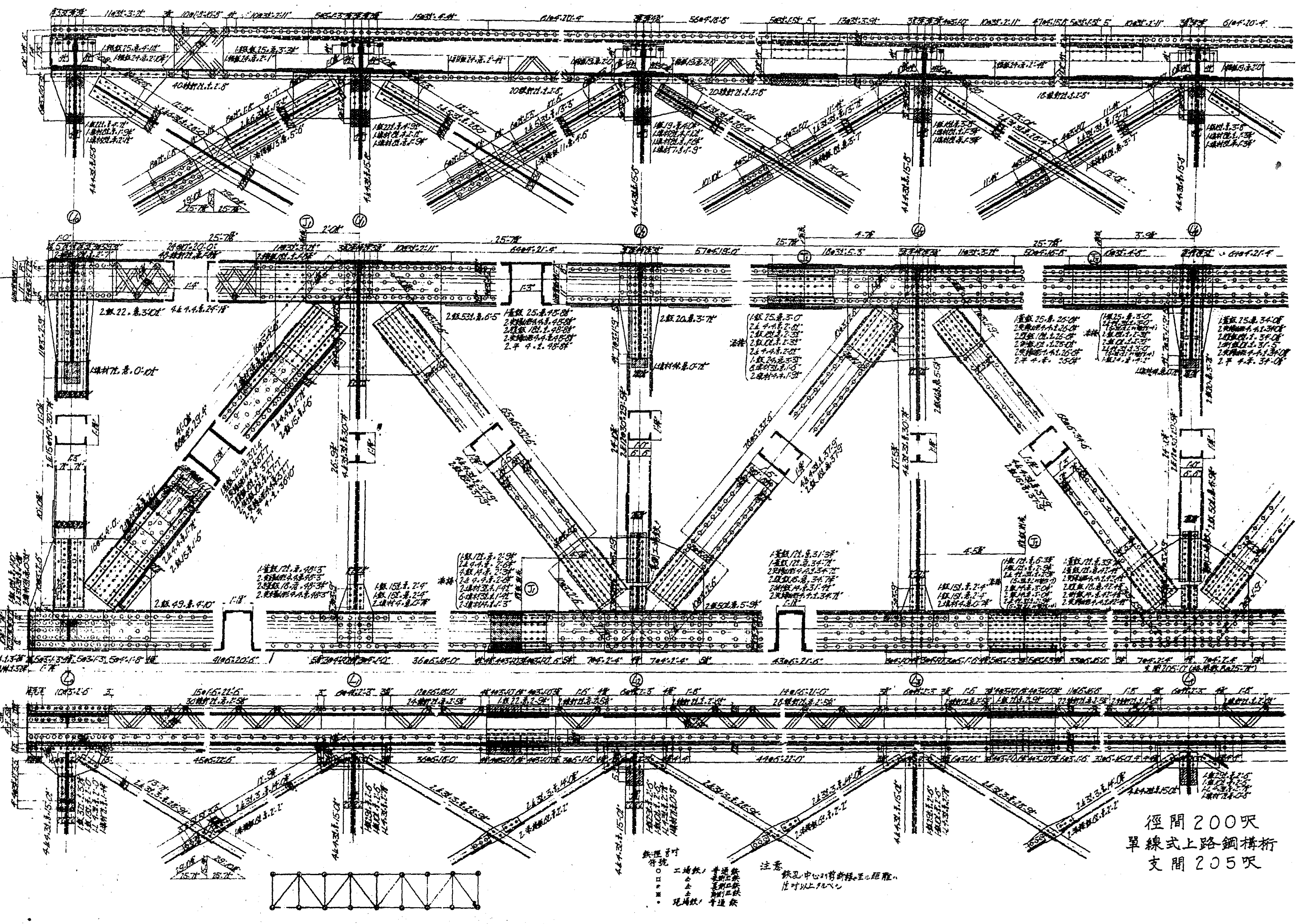
第547圖乙



第　5　4　8　圖


Top Chord
Bot. Chord
End Post
U 1
U 2
U 3
L 0
L 1
L 2
L 3
25'-0"
175'-0" c.c. End Pins
30'-0" c.c. Chords
19'-0" c.c. Trusses
Base of Rail

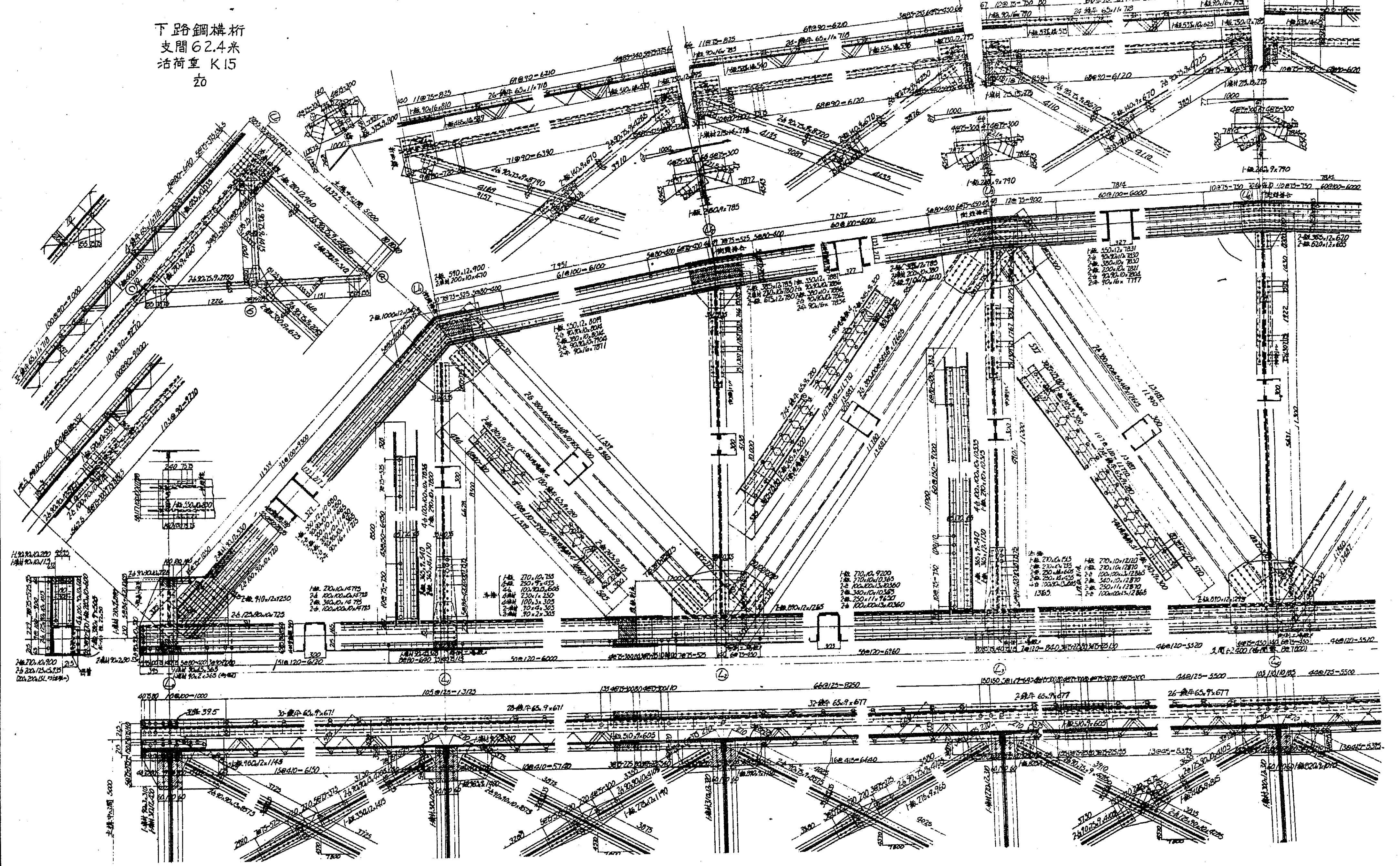
第５４９圖



徑間２００呎
單線式上路鋼構桁
支間２０５呎

第 5 5 0 圖

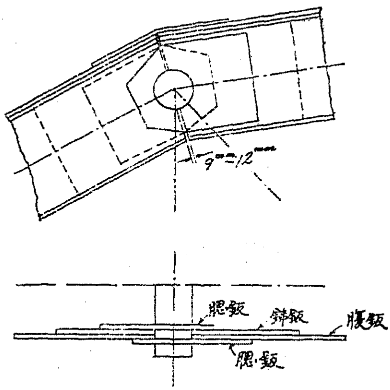
下路鋼構桁
支間62.4米
活荷重 K15
1/20



§ 105. 鋲結構の格點構造.

鋲結構に於ては上弦材及下弦材の内兩端各二構格及腰吊材は鋲結構の場合同樣剛性材を使用し繋鈑を以て格點接合をなす，其の他の抗張材は凡て眼釘を使用し格點の鋲にて連絡する，上弦材の斷面は全然鋲結構の場合と同一にして其の繼手は直弦構の場合には § 104 (6) に既述せると同樣格點を避ける，曲弦構の場合には上弦材を各格間毎に切放し格點の鋲にて其の支壓强を利用して連結する，此の點鋲結曲弦構と比較して構造甚だ簡單であつて且つ衝頭接合の如く接觸面を入念に仕上げる必要もない，乃ち鋲結構を曲弦構に採用する一つの利點である，第 551 圖に示すが如く弦材の應

第 5 5 1 圖



力は其の腹鈑と之に緊結せられる鋲鈑 Pin plate の鋲に對する支壓强に依りて傳達し更に胴鈑 Jaw plate を以て腹材を差挾み鋲との位置を保持する，故に鋲の支壓强は各之に懸る部材の最大應力を以て計算せられる。

弦材の腹鈑の高は腹中に這入る眼釘の頭の大さを考慮する必要がある，眼釘の頭の大さは其の鋲徑を定める事に依つて各製作所の型錄に記載されてゐるを以て上弦材を決定する際は同時に鋲徑を豫定し最後に鋲の位置及直徑を確定したる場合更に腹鈑の高さを檢査する，尙鋲の中心と弦材の腹鈑の中心線とを一致せしめる方が最も便利であるけれとも腹鈑の中心線は弦材の重心線と一致しない事は §101 に於て既述せる通りである，多くの實例殊に曲弦構の如く格點毎に弦材を切斷する際は (232)式にて求められた位置に鋲の中心を置く。

鉢結構の格點の設計々算は構橋設計の內復雜なるものの一つとせられてゐる，乃ち考慮せられる條項を列記すれば

1. 眼釘の大さ.
2. 鉢の大さ.
3. 鉢鈑の厚さ.
4. 鉢鈑の長さ及其の鋲打.
5. 部材の配列.
6. 鉢に於ける部材間隔 Pin packing.

等である。

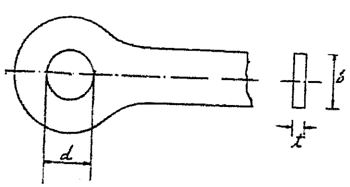
設計順序は最初鉢の大さを他の實例等より豫め決定し之に依つて各部材の鉢に對する支壓面積を求め鉢鈑の厚を決定する，其の場合鉢の許容支壓强は鐵道橋及公道橋共に 1,800 kg/cm.^{2} とする（鋼鐵道橋設計示方書第十一條及道路構造に關する細則第十六條參照），然る後部材の配列を決定し更めて鉢の直徑を彎曲率及剪力に對して檢査するのである。

a) **鉢及鉢鈑の計算.**

鉢は應剪力と彎曲應力とを受ける單桁として設計せられ部材との接觸面の支壓强は鉢鈑に依つて增加せられる。

1) **支壓强** Bearing. 眼釘の支壓强は眼釘全强を以て作用したる際鉢との接觸面の支壓應力が許容應力以下である事が必要である，

第　5　5　2　圖



乃ち　f_t＝眼釘の許容抗張應力

(1,200 kg/cm.^{2})

f_b＝鉢の許容支壓應力

(1,800 kg/cm.^{2})

とする時は

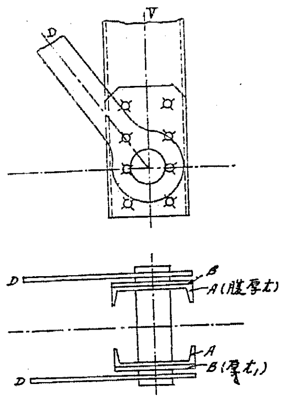
$$btf_t \leqq tdf_b$$

$$d \geqq b\frac{f_t}{f_b} \text{ or } \frac{2}{3}b \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(241)$$

である，然るに眼釘の製作に於て $d=\frac{2}{3}b$ なる事は最小であつて普通 $\frac{3}{4}b$ 乃至 b なるを以て眼釘の支壓强は檢査する必要がない。

第 553 圖に示すが如く二溝形鋼より成る垂直材の鉢との支壓面は溝形鋼の腹鈑の厚のみなるを以て B 鈑なる鉢鈑を添へて支壓面積を增加する，尙其の際 D の如き他の部材に接近するを以て添接鋲を皿鋲とする，例へば垂直材 V の最大應壓力 66,200 kg. 其の許容應力 1,000 kg/cm.^{2} にして鉢の直徑 90 mm. なる時垂直材の所要斷面積は 66,200÷1,000＝66.20 cm.^{2} である，故に 2 [230×80@28.4kg. を使用するものとすれば其の斷面積は 36.12×2＝72.24 cm.^{2} である，今鉢の支壓强の計算に依り

第　5　5　3　圖



$$1{,}800\times(t+t_1)\times 9 \geqq \frac{66{,}200}{2}$$

$$t+t_1 \geqq 20.4 \text{ mm.}$$

でなくてはならない，而して溝形鋼の厚 t は 8 粍なるを以て鉢鈑の厚は 12.4 粍以上を必要とする，又鉢鈑の厚を 13 粍とし垂直材の應力は部材と鉢鈑との厚に比例して分配せられるものと假定すれば鉢鈑の應力は

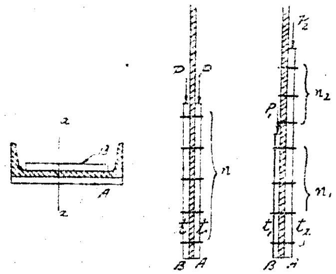
$$\frac{66{,}200}{2}\times\frac{13}{8+13} \fallingdotseq 17{,}930 \text{ kg.}$$

である，添接鋲の强さは 2,410 kg.（19 粍鋲工場打剪斷强）なるを以て其の所要鋲數は 17,930÷2,410＝8 である。

若し鉢鈑を二枚使用する場合には主部材の腹材の表裏に用ひ前同樣垂直材の應力は其の厚さに比例して分配せられるものと假定し其の鋲數は次の如くにして計算せられる。

第 5 5 4 圖

甲　乙



第 554 圖甲は A 鈑及 B 鈑の厚が等しい場合であつて所要鋲數を n とすれば

$$n=\frac{2P}{2\rho_s \text{ or } \rho_b}=\frac{P}{\rho_s \text{ or } \frac{\rho_b}{2}} \quad \cdots\cdots(242a)$$

上式中　ρ_s……鋲一本の單剪斷强.

ρ_b……鋲一本の支壓强.

乙は A 鈑と B 鈑との厚が異る場合であつて所要鋲數を n_1 及 n_2 とすれば

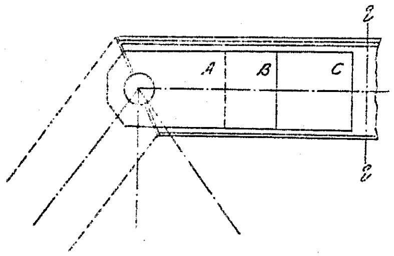
$$\left.\begin{array}{l} n_1=\dfrac{2P_1}{2\rho_s \text{ or } \rho_b}=\dfrac{P_1}{\rho_s \text{ or } \frac{\rho_b}{2}} \\ n_2=\dfrac{P_2-P_1}{\rho_s} \end{array}\right\} \cdots\cdots(242b)$$

但し $P_2>P_1$ とする.

にて計算せられる。

又上弦材の端格點等に於て三枚以上使用する時は第 555 圖に於て各鈑の鋲數は

第 5 5 5 圖



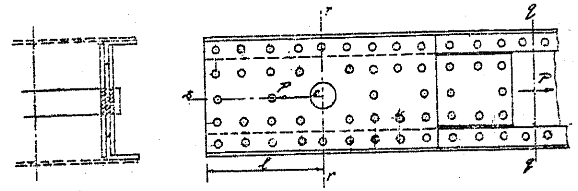
$$\left.\begin{array}{l} n_1=\dfrac{2P_1}{2\rho_s \text{ or } \rho_b} \\ \quad\text{or } \dfrac{P_1}{\rho_s \text{ or } \frac{\rho_b}{2}} \\ n_2=\dfrac{P_2-P_1}{\rho_s} \\ n_3=\dfrac{P_3}{\rho_s} \end{array}\right\} \cdots(242c)$$

にて計算せられる。

尙此の場合注意すべき事は鋲鈑の應力は斷面 $q-q$ に於ては最早主要部材に等布せられるを以て鋲鈑は相當の距離を有し主要部材の突緣及蓋鈑に應力を傳へる丈の鋲數と餘裕を有せしめる事である（鋼鐵道橋設計示

方書第四十五條參照)，又抗張材に剛性材を使用したる場合は特に鉎を通しての純斷面積（$r-r$ 斷面）は $q-q$ の斷面積より 25% 以上大とし $s-s$ の斷面積は $q-q$ の斷面積より小ならざる樣 l の長さを加減するのである。

第 5 5 6 圖



(2) **彎曲率.** 鉎の彎曲率を計算する際には各部材の應力は全て部材の中心に集中して鉎に作用するものと假定する，而して鉎に懸る腹材は種々なる方向を有するを以て凡ての腹材應力は水平と垂直とに分解して彎曲率を求め其の合成彎曲率 M を

$$M=\sqrt{M_h^2+M_v^2} \quad \cdots\cdots(243)$$

上式中　M_h……水平分力の彎曲率の合計.

M_v……垂直分力の彎曲率の合計.

にて求める，且鉎徑を d とすれば鉎の抵抗力率 $\mathfrak{M}$ は

$$\mathfrak{M}=\frac{\pi d^3}{32}\times f \quad \cdots\cdots(244)$$

上式中　f……鉎の許容纖維應力 $\left\{\begin{array}{l}1,800 \text{ kg/cm.}^2 \text{（公道橋）} \\ 1,600 \text{ kg/cm.}^2 \text{（鐵道橋）}\end{array}\right.$

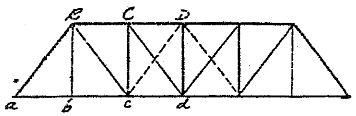
なるを以て

$$d \geqq \sqrt[3]{\frac{32}{\pi f}M} \text{ or } 2.16\sqrt[3]{\frac{M}{f}} \quad \cdots\cdots(245)$$

に依りて鉎の所要徑を求める事が出來る。

玆に於て注意すべき事は例へば第 557 圖の c 點に於ける鉎を計算す

第 5 5 7 圖



る際弦材が最大應力を受ける時の載荷狀態と Bc 又は Cc 等の腹材が最大應力を受ける時の載荷狀態とは全然異る事である，故に設計者は弦材が最大應力を受ける載荷狀態に依る各材の應力及腹材が最大應力を受ける載荷狀態に依る各材の應力を求めて二つの場合を計算する必要がある，普通は上弦に於ける鋲は其の鋲に關係する斜材が最大應力を受ける場合に最大彎曲應力を受ける，但し腰吊材の B 鋲は滿載荷重の場合に最大彎曲應力を受ける事が多い，下弦に於ける鋲は弦材が最大應力を受ける場合に最大彎曲應力を受ける事が多い。

例題．第558圖に於て鋲に作用する部材の應力が次に示す値なる時鋲の直徑を求めよ，但し鋲の許容纎維應力を 1,800 kg/cm.² とする。

$+\overline{bc}=210{,}000$ kg.

$+\overline{cd}=330{,}000$ kg.

$+\overline{Bc}=180{,}000$ kg. $\begin{cases} \text{水平分力} \quad 120{,}000 \text{ kg.} \\ \text{垂直分力} \quad 134{,}000 \text{ kg.} \end{cases}$

$-\overline{Cc}=134{,}000$ kg.

然る時は ① に作用する應力$=\dfrac{1}{4}(\overline{cd})=82{,}500$ kg. ………水平.

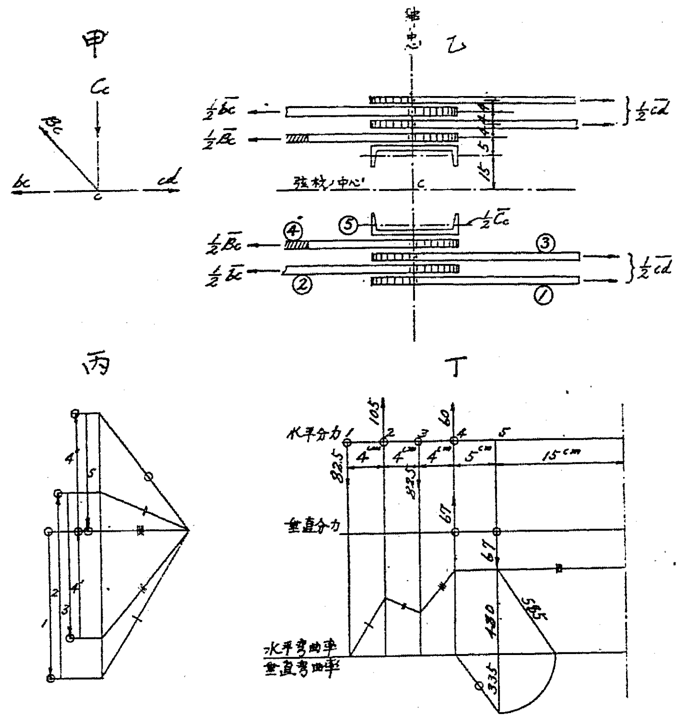
② に作用する應力$=\dfrac{1}{2}(\overline{cb})=105{,}000$ kg. ……水平.

③ に作用する應力$=\dfrac{1}{4}(\overline{cd})=82{,}500$ kg. ………水平.

④ に作用する應力$=\dfrac{1}{2}(\overline{Bc})=\begin{cases} 60{,}000 \text{ kg.……水平.} \\ 67{,}000 \text{ kg.……垂直.} \end{cases}$

⑤ に作用する應力$=\dfrac{1}{2}(\overline{Cc})=67{,}000$ kg. ………垂直.

第 5 5 8 圖



第 3 8 表

斷面	水平				垂直			
	剪力	腕長	m	M_h	剪力	腕長	m	M_v
(1)	……	……	……	0				
	−82.5	4	−330.0					
(2)	……	……	……	−330.0				
	+22.5	4	+90.0					
(3)	……	……	……	−240.0				
	−60.0	4	−240.0					
(4)	……	……	……	−480.0				
	0	5	0		+67.0	5	+335.0	
(5)	……	……	……	−480.0	……	……	……	+335.0

單位　力……1,000 kg.　長……cm.

$$\therefore\quad M=\sqrt{480,000^2+335,000^2}$$
$$=585,000\ \text{kg-cm.}$$

を得，之を圖式的に求める時は第558圖丙及丁の如くになる，又（245）式に依つて

$$d=2.16\sqrt[3]{\frac{585,000}{1,800}}=14.85\ \text{cm.}$$

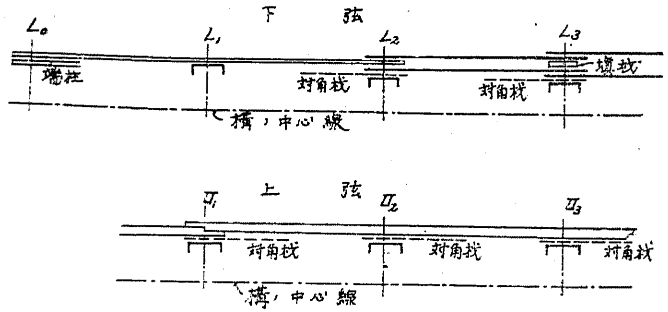
故に鋲徑を 150 粍とする。

（3）**剪力**．鋲の剪應力の計算は桁の場合と少しも異らない，たゞ應力の方向が對角材に因るものは傾斜するを以て凡ての應力を水平及垂直に分解し兩者の合計の合成力を求め之を許容應力以下たらしめるのである，然し鋲の大さが剪力に因つて決定せられる事は殆ど無い。

(*b*) **部材の配列**.

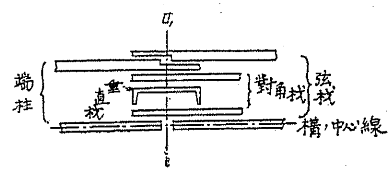
鋲の直徑は殆ど前項（2）の彎曲率にて決定せられる，故に鋲に懸る部材は其の彎曲率を小にする樣に配列する，乃ち出來る丈部材の間隔を縮め殊に兩側の弦材は相互に隣接して水平彎曲率を相殺し垂直材と對角材とを接觸して垂直彎曲率を相殺する，普通の標準は垂直材を最內側として其の外側に順序に對角材．弦材を配列する，但し弦材（稀に對角材も）が四本の眼釘より成る時は二本は垂直材の中に入れる事がある，對材が一本で濟む時は鋲の中心に懸ける，第559圖は最も多い部材配列の實例である。

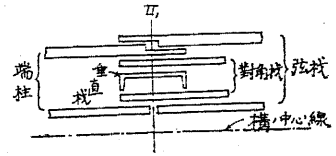
第 5 5 9 圖



第560圖は非常に大なる或は重い構橋にして腰吊材に隣る對角材に四本の眼釘を必要とする場合弦材及端柱は三腹鈑乃至四腹鈑とし且增加腹鈑の鋲の支壓强を外側腹鈑に傳へ得る長の範圍に隔鈑を挿入して彎曲率を輕減する。

第 5 6 0 圖





(*c*) **部材の間隔**.

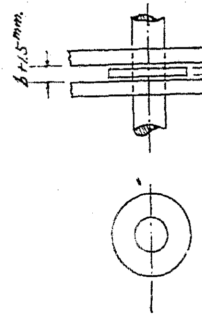
以上の如く部材を配列する時は眼釘の垂直面を必ずしも構の垂直面に平行とする事が出來ない場合がある，眼釘の傾斜は米國の例では 1:192（12 吋に對して $\frac{1}{16}$ 吋）しか許されてゐない，故に斯る場合には多小抵抗力率に於て損をしても部材間に隔材 Packing を挿入して上記の傾斜に對する規定を超過しない樣にし且各部材の移動を防ぐ目的を兼ねる（鋼鐵道橋第四十八條參照），尙鋲に於ける各部材を配置するに當り部材面の不規則等の爲に各部材間に次に示す間隙を必要とする。

眼釘相互の間隙.	1.5 粍
眼釘と鋲結材との間隙.	3.0 粍（鋲の無き面及皿鋲となす面）
鋲結材相互の間隙.	6.0 粍（同上）
鋲徑 19 粍及 22 粍の鋲頭と眼鋲との間隙.	16.0 粍及 19.0 粍

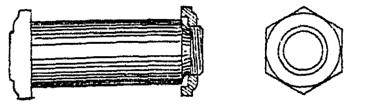
(*d*) **鋲の寸法**.

(*a*) の計算にて鋲の直徑を求められるが實際使用する種類は成る可く少くし普通は主構に於て二種類已むを得ざる場合には三種類位に止め橫綾構

第561圖
輪隔材

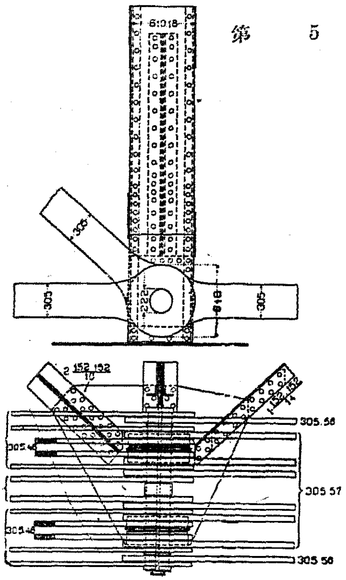


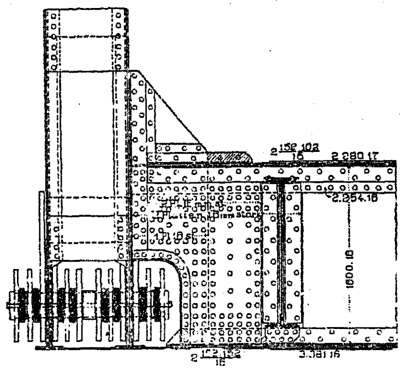
第562圖
ローマスナツト



に於ては二種類位に止める，又其の直徑も主構に於ては 90 粍，横綾構に於ては 65 粍以下を使用しない方が可い，鋲の仕上部の長は部材の厚さより 6 粍乃至 19 粍長くし兩端は**ローマスナツト** Lomus nut を以て締める。

第563圖



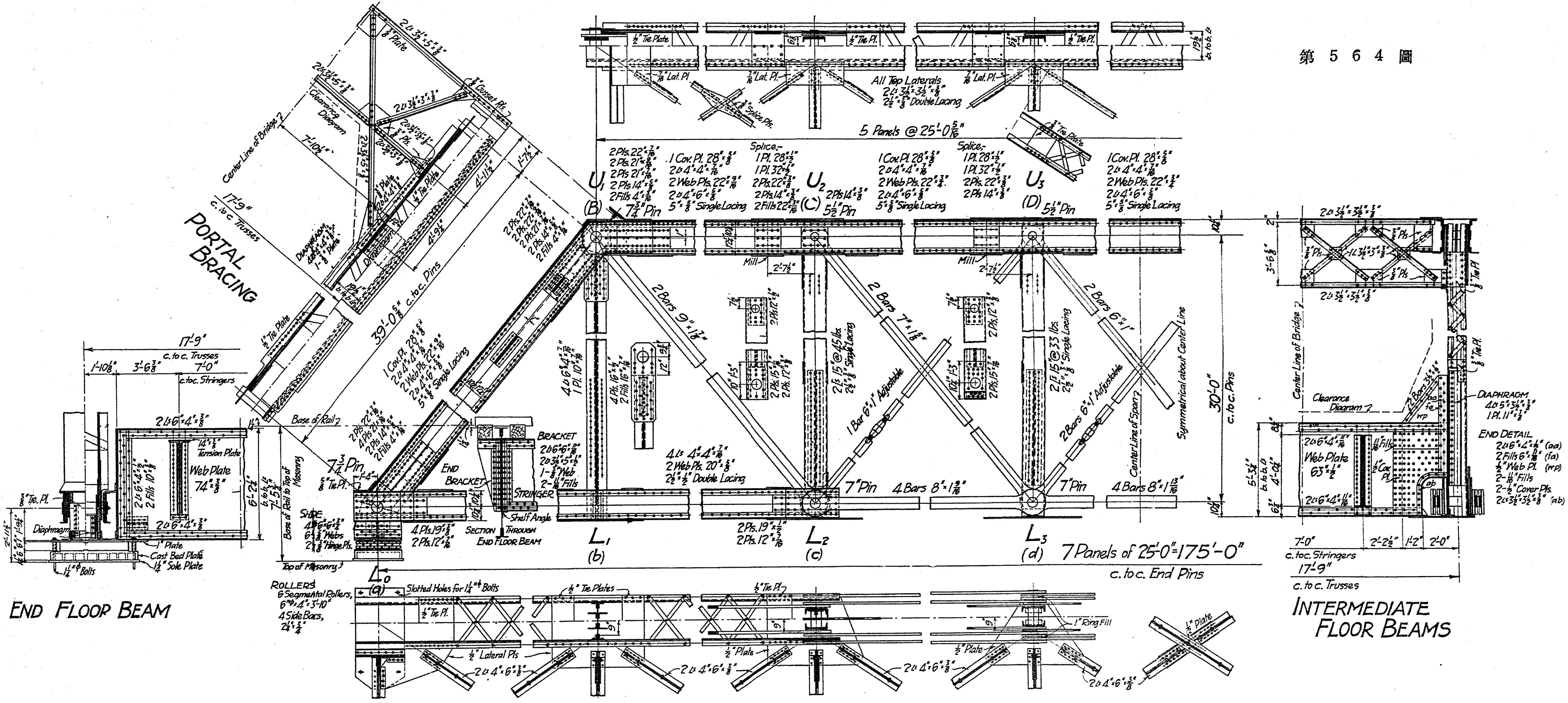


第 564 圖乃至第 566 圖は鋲結構の構造實例である。

§ 106.　横綾構 Lateral bracing.

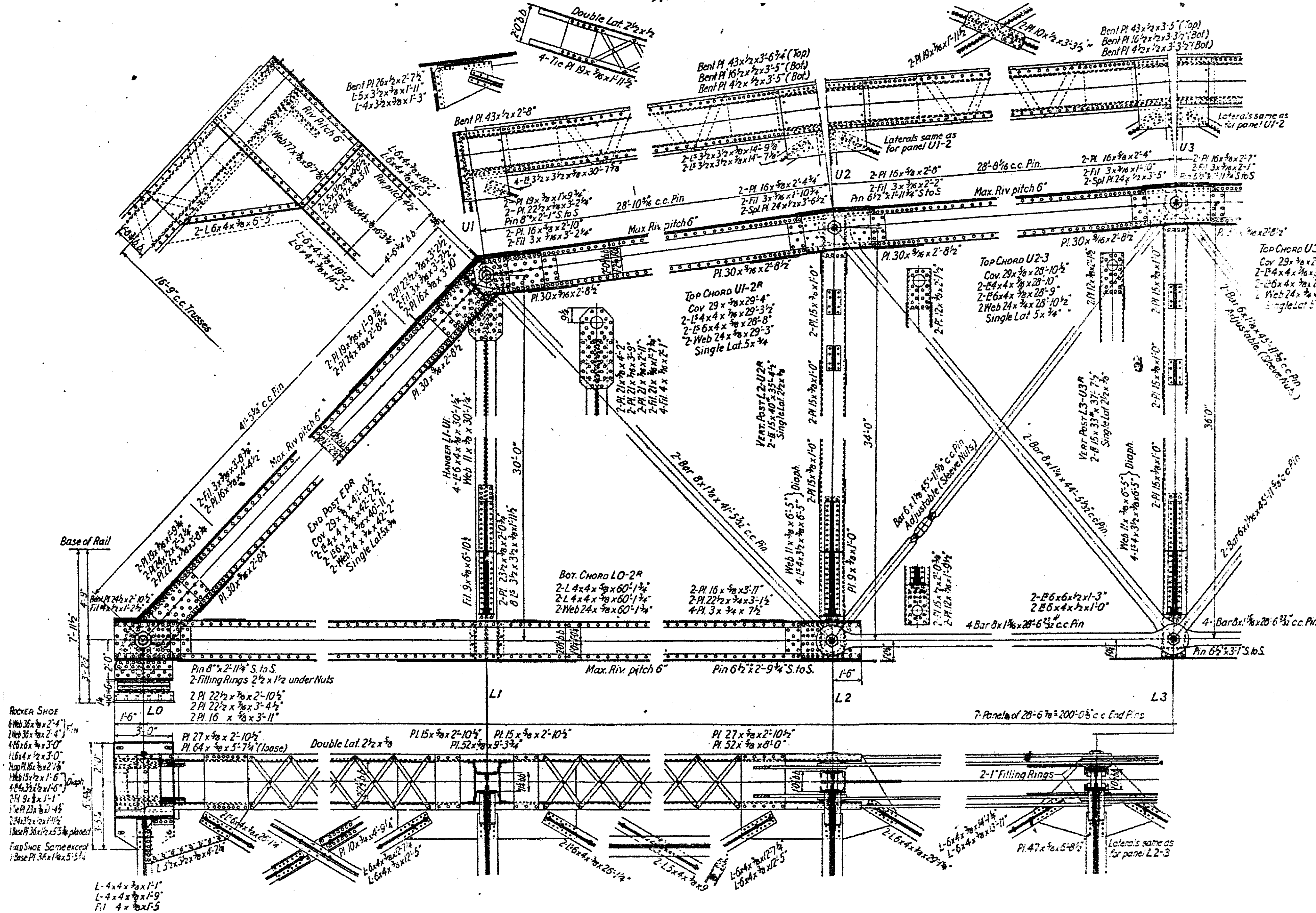
構の横綾構は風壓等に依つて計算せられた斷面よりも寧ろ横剛性 Lateral rigidity $\frac{l}{r}$ に依つて左右せられる事が比較的多い，故に以前は鋼棒等

第 5 6 4 圖



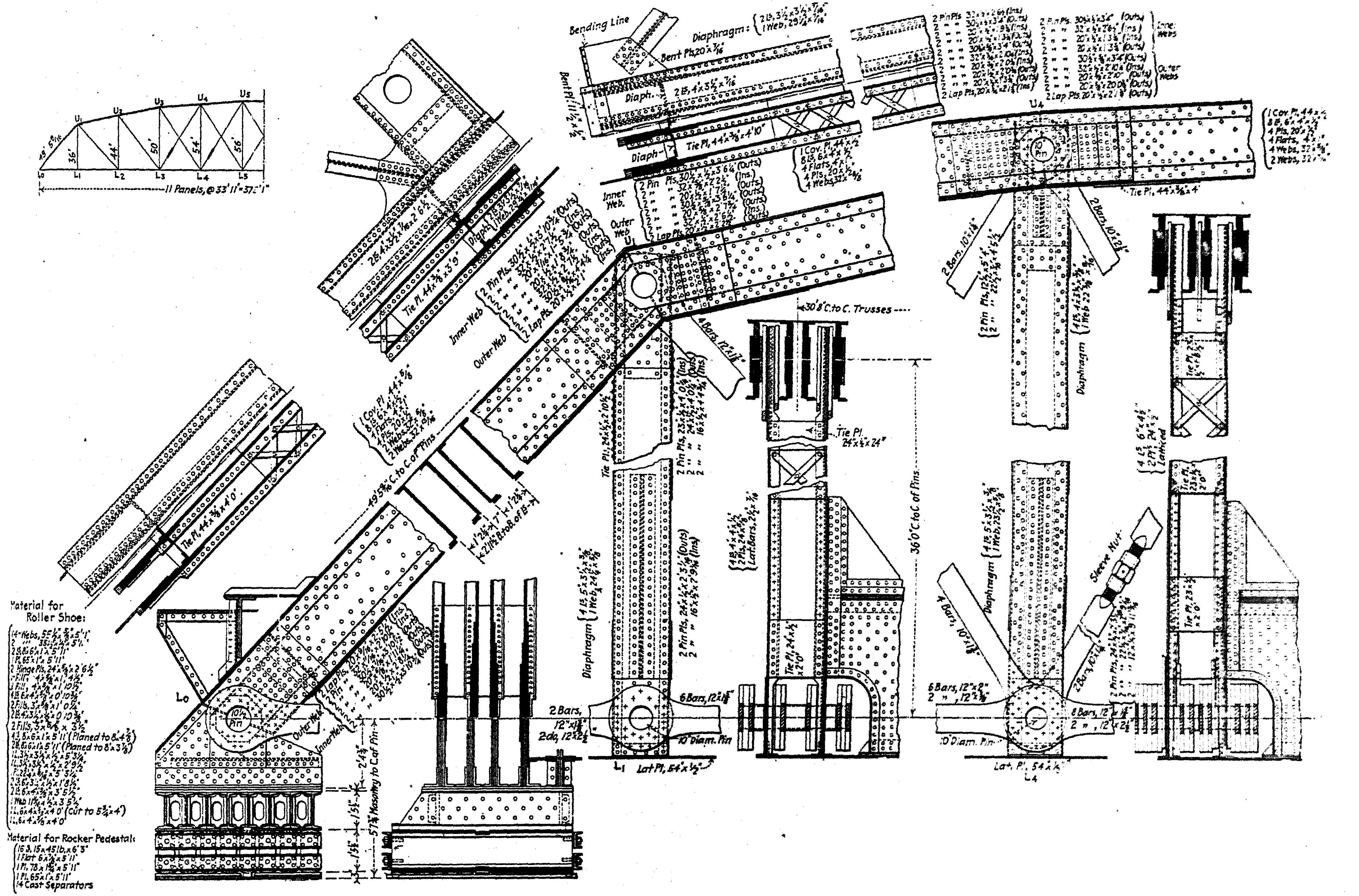
PORTAL BRACING
Clearance Diagram
Center Line of Bridge
17'-9" c. to c. Trusses
39'-0 5/8" c. to c. Pins
Base of Rail
All Top Laterals
5 Panels @ 25'-0 5/16"
U1
U2
U3
(B)
(C)
(D)
7 3/4" Pin
5 1/2" Pin
7" Pin
L0
L1
L2
L3
(a)
(b)
(c)
(d)
7 Panels of 25'-0"=175'-0"
c. to c. End Pins
30'-0" c. to c. Pins
Center Line of Span
Symmetrical about Center Line
1 Bar 6"x1" Adjustable
2 Bars 6"x1" Adjustable
END BRACKET
STRINGER
BRACKET
Shelf Angle
SECTION THROUGH END FLOOR BEAM
SHOE
ROLLERS
Top of Masonry
Web Plate
Tension Plate
Diaphragm
Cast Bed Plate
Sole Plate
DIAPHRAGM
END DETAIL
c. to c. Stringers
c. to c. Trusses
END FLOOR BEAM
INTERMEDIATE FLOOR BEAMS

第 5 6 5 圖



Top Chord U1-2R
Top Chord U2-3
Top Chord U3-3
End Post EPR
Bot. Chord L0-2R
Vert. Post L2-U2R
Vert. Post L3-U3R
Hanger L1-U1
Rocker Shoe
Fixed Shoe Same except
Base of Rail
Double Lat. 2½x⅝
Laterals same as for panel U1-2
Laterals same as for panel L2-3
7-Panels of 28'-6⅞" = 200'-0⅝" c.c End Pins
16'-9" c.c. Trusses
Max. Riv. pitch 6"
U1
U2
U3
L0
L1
L2
L3

第 5 6 6 圖



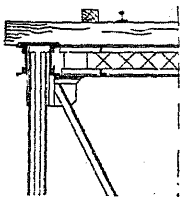
11 Panels, @ 33' 11" = 373' 1"
Material for Roller Shoe:
Material for Rocker Pedestal:
30' 8" C. to C. Trusses
36' 0" C. to C. of Pins
10" diam. Pin
Sleeve Nut
Bending Line
Diaphragm
Inner Web
Outer Web

を使用した實例もあるけれども近來は殆ど剛性材を使用し縱桁と交叉する點に於て適當に兩者を連絡して l を小にする。

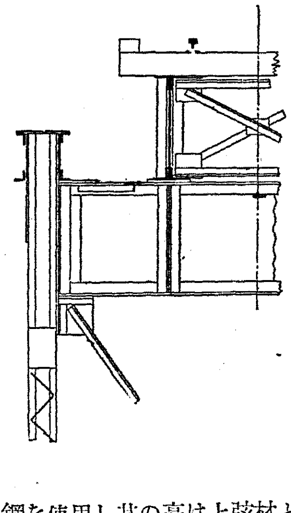
載荷材側横綾構に於ては床桁が横綾構の垂直材の役目を乘用し對角材は一つの山形鋼或は二つ山形鋼を ⅃L なる形に使用する，而して其の純斷面積は § 43 に於て述べたが如く一つ山形鋼を使用する場合には繫鈑に結合せられない脚の方は 50% しか有効としない，又二山形鋼を使用する場合には山形鋼の總斷面積の 80 % しか有効としないのである。

下路橋に於ては鋲結構の場合には下弦材及床桁の下端に共通に取付けられた繫鈑に鋲結し鉮結構の場合には床桁及垂直材の下端に共通に取付けられた繫鈑に鋲結する，上路橋に於ては上弦材の下突縁又は上突縁（同一水平面に床桁がある時は之も共用す）に取付けられた繫鈑に取付ける（第504, 505 圖及第 567, 568 圖參照)。

第 5 6 7 圖



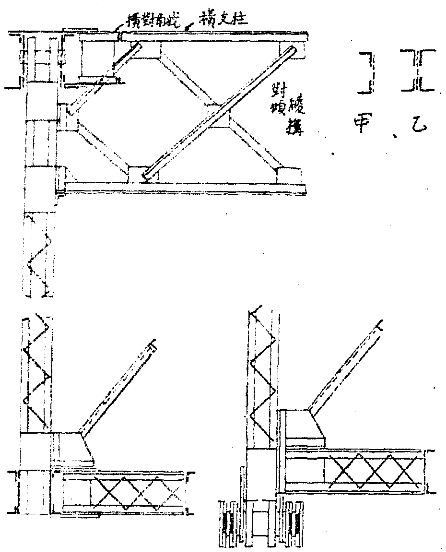
第 5 6 8 圖



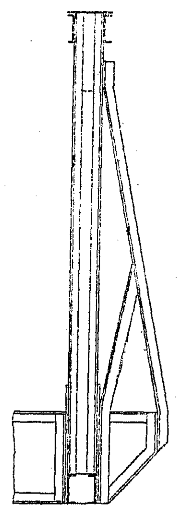
無載荷材横綾構は計算に依る斷面は非常に小なるものを以て足りる結果となるけれども載荷材の横綾構に比較してより以上横剛性を必要とし且縱桁等にて支へられない故 $\frac{l}{r}$ の l は全長若くは對角材の中央交點の長$\left(\frac{l}{2}\right)$ となるを以て r の大なる斷面を必要とする，下路橋に於ては上弦材は抗壓材なるを以て殊に横綾構を丈夫にする事は主構の强度を增加する事に効果がある，普通第 569 圖乙の如き四山形鋼を使用し其の高は上弦材と同一とし弦材の突縁に取付ける，上路橋に於ては無載荷材は抗張材なるを

以て下路橋の場合程重大ではない，從つて斷面も小なるものを使用する，普通第569圖甲の如き二山形鋼を使用し高さは下弦材と同一とし下弦材の突緣に取付ける，若し下弦材が眼鈑なる時は垂直材に取付ける，横支柱 Lateral strut は各格點に設け其の形は對角材同樣二山形鋼或は四山形鋼を

第569圖



第570圖



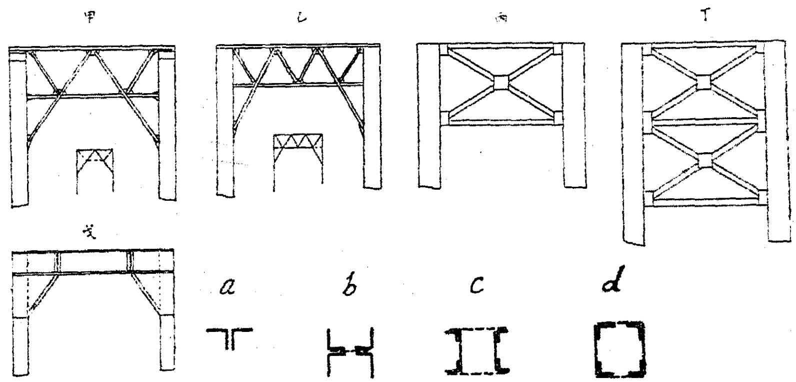
用ひる，高さの低い構橋所謂矮構に於ては上横綾構無きを以て上弦の弦材長を分格長とする爲に垂直材の横剛性を増加する事は頗る肝要なる事である，且上横綾構に作用する横荷重は直ちに垂直材に沿うて下横綾構の格點に傳達せねばならん，第570圖は兩者の目的を兼ね設けられる控柱であつて斷面は格點横荷重に依り突桁として決定せられるが勿論 $\frac{l}{r}$ の値が充分でなくてはならない，又歩道を構の外側に設けたる場合歩道下床桁の横剛性は垂直材との鋲結及床桁の上に設けられたる縱桁に依るのみである，故に現今の街路橋の如く車道の幅員に比較して歩道の幅員の廣き場合に於

ては歩道下床桁の横剛性を増加する爲に此の部分にも横綾構を設けた方が可い，而して床桁は突桁として作用し上突緣は張力．下突緣は壓力を受けるを以て出來得べくは下突緣の平面に設置す可きであるけれども此の突緣は往々曲線をなし之が取付困難である且外觀もよくない，故に已むを得ず多くは上突緣に設けられてある。

§ 107. 橋門構 Portal bracing 及對傾綾構 Sway bracing.

下路橋に於ける橋門構は構造困難なるものの一つである，要するに § 7 に於て既述された頭空の規定範圍に於て出來得る限り剛性に富む構造とするのである，普通最も多く使用せられる型式は第571圖に示す結構甲型及乙型である，而して其の結構の高さは端柱の $\frac{1}{5}$ 以上とする，斷面は同圖 a に示す二山形鋼が最も多い，第571圖丙及丁は大なる橋梁に使用せられ斷面は同圖 b に示す四山形鋼が多い，c 及 d は大なる橋門構の上下の支

第571圖



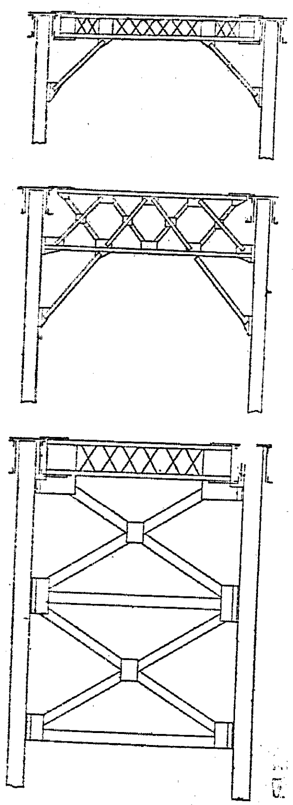
柱に使用せられる斷面である，何れの部材も凡ての方向に $\frac{l}{r}$ の制限を受ける事は勿論である，尙戊圖は充分に頭空を採る事能はざる場合に鈑桁を使用したものである，A 型結構及隅控を使用する場合其の端柱との結合點

を出來る限り下にやる事は端柱の受ける彎曲率の腕長を縮小して柱の剛性を増加する，此の點道路構造に關する細則第二條の交通限界及鐵道の建築限界に於ける頭空の上隅が三角形に落されてゐる事が非常に有効である，鈑桁橋門を使用したる場合鈑桁の高は端柱の長の $\frac{1}{7}$ 以上とする。

上路橋の橋門構は端柱の平面に上下横支柱間に二山形鋼の對角材を交叉せしめて置くのみである。

對傾綾構は結構の普通計算から云ふと其の必要はないけれども左右不對稱の荷重を受ける場合（殊に複線橋梁に多い）兩主構の不等撓度に因り兩主構にて造られる横の矩形が平行四邊形に歪形される，其の結果床桁等に計算以外の應力を惹起する，對傾綾構は以上の應力に抵抗して構の横剛性を増加し兩構の撓度を成可く等しくする爲に設けられるものである。

第 5 7 2 圖



甲

乙

丙

第572圖甲は頭空に餘裕なき場合横綾構の支柱と主構の垂直材との間に隅控のみを設けたるもので乙及丙は頭空に餘裕ある場合に使用せられる構造である，橋門構同樣對傾綾構の高を増加する事は垂直材の横方向の柱長を減小する結果となるを以て全垂直材間に設ける。

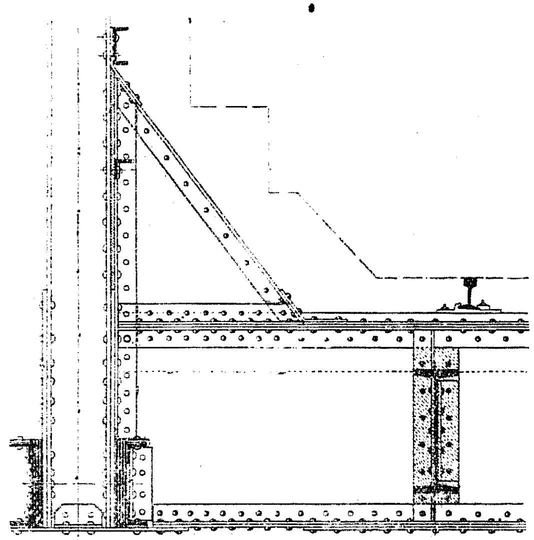
部材の斷面は $\frac{l}{r}$ の制限に依つて決定せられ普通最小山形鋼を一本乃至二本使用する。

§ 108. 床部の構造 Floor constructions.

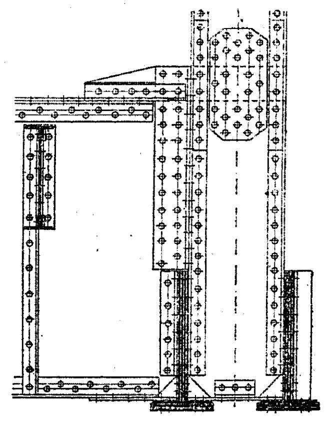
(*a*) 鐵道橋.

兩主構垂直材相互間に床桁を取付け更に軌條と同數の縱桁を床桁間に設

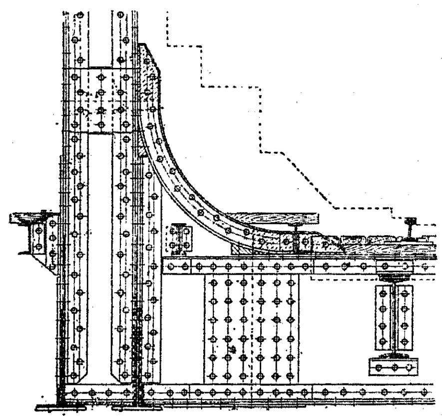
第 5 7 3 圖



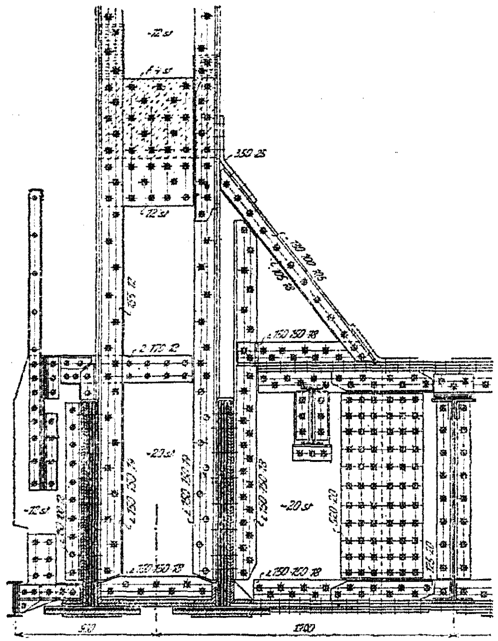
第 5 7 4 圖



第 5 7 5 圖

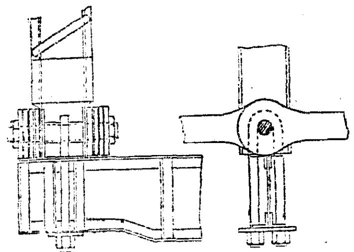


第　5　7　6　圖

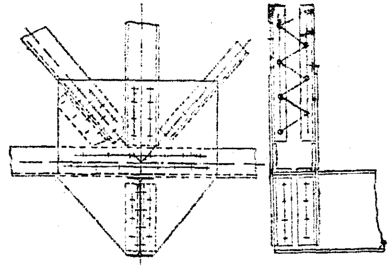


け縱桁上に枕木及軌條を配置する事は鈑桁橋と同樣である，床桁の長さは兩垂直材の內側間隔と同一となし垂直材とは山形鋼を以て取付ける，（第573圖及第574圖參照）若し繋鈑を使用する場合には床桁の腹鈑の長さを繋鈑の長さ丈短くし腹鈑と繋鈑とを衝頭して兩者を添接する事がある（第575圖及第576參照），而して垂直材の內側には床桁の取付ける範圍に必ず隔鈑を設ける，尙橋下に於て多少空間に餘裕ある場合には床桁のみを下弦材の底面より下にする事がある殊に鋲結構に於て第577圖に示すが如く下弦材の格點鋲より**吊梁材** Beam hanger を懸下して床桁を支持する，吊梁材は一格點に二本使用せる實例もあるけれども各吊梁材に荷重を等分するとは考へられない，故に出來得る限り一本とする方が可い，第578圖は同一構造を鋲結構に利用せるものである。

第　5　7　7　圖



第　5　7　8　圖

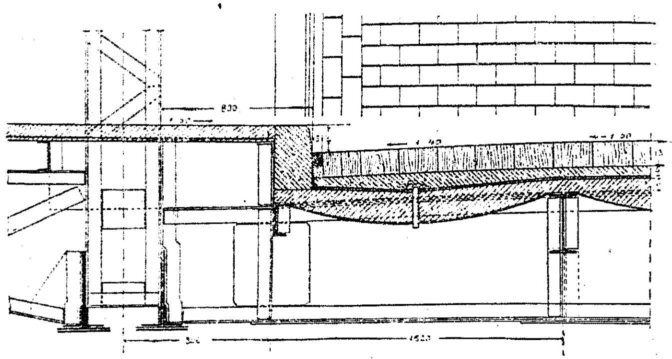


鐵道橋に於ては主構の外側に多少のはね出しを造り簡單なる人道を附し添架物の添架に便する事がある，勿論鐵道專用橋なるを以て荷重も小にして其の部分の床桁は構造の簡單なる事を主とし全然突桁式とし垂直材との結合鋲に多少の張力を作用せしめても已むを得ない。

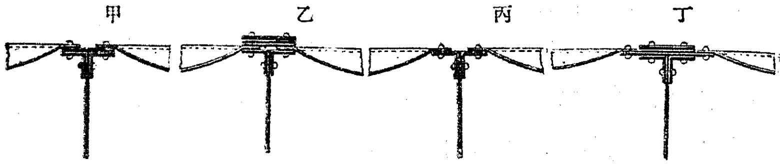
縱桁は主として工形鋼を使用し床桁の上或は頭空の關係より床桁の腹鈑に取付ける，若し閉床とする爲バツクルプレート等の型鈑を使用する場合には其等を鋲結する小桁を縱桁間に取付ける。

（イ）**バツクル　プレート** Buckle plate. 本邦に於て使用せられる型鈑は專らバツクルプレートである，形は正方形が標準であるけれども床部の構造に依つて矩形とする又斜橋となる場合には梯形或は三角形を使用する，普通の寸法は0.5米乃至 2.0米であつて矩形としては 0.7 m×1.2 m 1.0 m×1.5 m 及 1.5 m×1.8 m の大さにして特殊の場合には 1.8 m×2.5 m を使用する事があるけれども取扱が困難であり且不經濟である，周圍の水平緣の幅は 5糎乃至7糎であつて13粍鋲乃至17粍鋲を以て緊結する，弓形の拱矢は短邊長の $\frac{1}{8}\sim\frac{1}{12}$ 又は兩邊の平均長の $\frac{1}{10}\sim\frac{1}{15}$ とする，厚は 6.5 粍～11 粍であるが腐蝕の速かなる市街橋に於ては步道には6粍以下．車道には 8 粍以下を使用しない方が可い，バツクルプレートは普通弓形を下向に使用するけれども稀に上向に使用する事がある，兩者の强度は同一であるけれども前者の方が排水にも良く又床部の厚も薄い。

第579圖



第580圖



バツクルプレートを取付ける桁の蓋鈑は桁全長に使用する(第580圖甲)，若し通しに使用する事能はざる時は乙の如く突縁山形と蓋鈑との間にバツクルプレートの緣を挿入する，丙の如く蓋鈑を用ひざる突縁に於ては突縁と腹鈑とを緊結する鋲に張力を作用せしめて宜しくない，丁に示す構造は蓋鈑最下部のバツクルプレートを取付ける鈑を長くし突縁の鋲とバツクルプレートを結付ける鋲とを全然異にして突縁の鋲打は工場に於て施工しバツクルプレートを結付ける鋲を現場施工とする，然る時は腐蝕せるバツクルプレートの取替も非常に容易である。

バツクルプレートを鋲結する中間小桁には輾成桁を使用する，此の場合輾成桁の突縁の幅員は少くも 10 糎以上としバツクルプレートの緣を重ねて一列の鋲を以て緊結する。

バツクルプレートの支壓力及荷重に對する强度を決定する適當なる方法は未だ無い。

今 h……バツクルプレートの高(糎).

a……同上の長邊(糎).

b……同上の短邊(糎).

t……同上の厚(糎).

P……集中荷重(瓲).

Q……床張の重量(瓲).

とすれば

ウインクラー氏 Winkler の公式

$$0.6\,ht=\left[0.3\,P\left(1+0.1\frac{h}{t}\right)+0.05\,Q\right]\frac{b}{a}\,\frac{a^4}{a^4+b^4}$$

ヘセラー氏 Haeseler の公式 $P=2.64\left(1+\frac{b^4}{a^4}\right)\frac{a}{b}\,t^2$ ……(246)

バウシンガー氏 Bauschinger の公式 $P=100\,\frac{ht}{a}$

なる公式がある，實際に於ては大體鈑厚を(247)式にて計算せられる，而して普通鈑の大さが 2 平方米にして集中荷重が 3 瓲乃至 6 瓲なる時は 6 粍乃至 8 粍. 更に大なる鈑には 10 粍を用ひる。

$$t=\frac{15}{28-Pa}\qquad\cdots\cdots(247)$$

又鈑の a 緣に於ける水平剪力 H は

$$H=\left(\frac{1}{5}P+\frac{1}{8}Q\right)\frac{b}{h}\,\frac{a^4}{a^4+b^4}\qquad\cdots\cdots(248)$$

なる式にて計算せられ，且單位長水平剪力は a 緣の中央部に於て最大となり其の値を $\frac{2H}{a}$ と假定する，故に其の最小鋲距 p (糎) は

$$\rho\frac{\pi d^2}{4}\geqq\frac{2H}{a}p$$

$$p\leqq\frac{0.59d^2}{0.4P+0.25\,Q}\,\frac{h(a^4+b^4)}{ba^3}\qquad\cdots\cdots(249a)$$

上式中 ρ=鋲鋼の許容抗剪强(0.75 瓲/平方糎一現場打鋲).

d=鋲徑(糎).

となる，今 $0.4\,P+0.25\,Q=0.5\,P$ 及 $a=b$ とすれば

$$p \leqq 0.24\frac{d^2h}{P} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(249b)$$

となる，且 p は普通 $6d$ を超過しない樣にする。

バツクルプレートの重量は略次の表にて計算せられる.

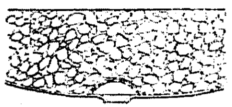
$$g=40+2Pa \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(250)$$

上式中　g……バツクルプレートの重量（瓩/平方米).

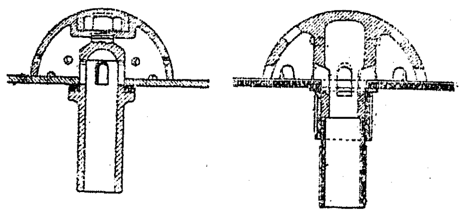
P……集中荷重（瓲).

a……邊の長（米).

第 5 8 1 圖

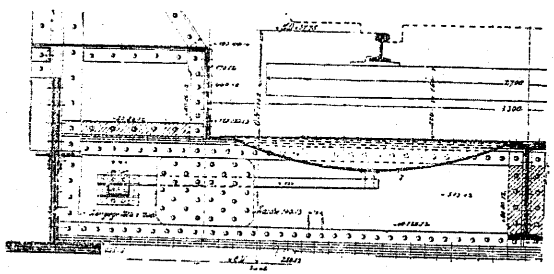


第 5 8 2 圖



バツクルプレート上に直接床礫又は混凝土を置くが其の厚は少くともバツクルプレートの緣の上部に於て 4 糎以上とする，路面より浸入せる水はバツクルプレートを腐蝕せしめる大なる原因となるものであるが故に出來る丈早く驅除する樣バツクルプレートを下向きに使用する場合には各其の最底部に 3 糎乃至 5 糎の孔を設け孔の緣は水の滴下を容易ならしめる樣

第 5 8 3 圖

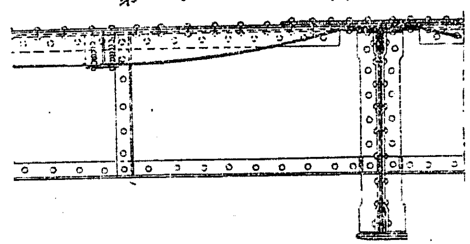


に下側に開く（第 581 圖參照)，床礫を使用する場合には該孔に鑽通せる鑄鐵帽を冠せ高架線等に於ては雨管を連結して滴水を一箇處に集める（第 582 圖及第 583 圖參照)。

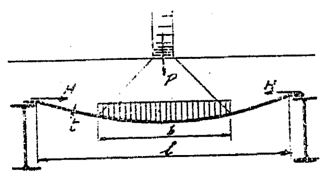
（ロ） **ハングプレート** Hang plate.　ハングプレートとはバツクルプレートの一方的にのみ圓筒形に曲げられた型鈑であつて主として橋の方向を徑間とする，其の徑間長は約 2 米. 緣の幅は 5 乃至 8 糎. 鈑の長は 8 米乃至 9 米である，而して弓形の拱矢は約徑間長の $\frac{1}{10}$ であつて 7 粍以下の厚のものは橋梁には使用しない，徑間長となる可き緣はバツクルプレートと同樣に床桁の突緣に鋲結せられ緣を有せざる長手の方向は山形鋼に依つて横桁に直接取付けるか或は第 584 圖の如く半切せるバツクプレートを使用する。

ハングプレートの設計方法も未だ適當なるものがない.

第 5 8 4 圖



第 5 8 5 圖



今　h…ハングプレートの高.

t……同上の厚.

l……同上の徑間長.

Q……床張の重量（瓲/平方米).

P……集中荷重(瓲).

a……P の分布長.

b……P の分布幅.

とすれば緣の單位長に作用する最大水平剪力 H 及鈑の最大彎曲率 M は

$$\left.\begin{aligned} H&=\frac{1}{8}\,\frac{Ql^2}{h}+\frac{1}{16}\,\frac{P}{a}\,\frac{3l^2-b^2}{lh} \\ M&=\frac{1}{16}\,\frac{P}{a}\,\frac{(l-b)^2}{l} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots(251a)$$

にして最大纖維應力 σ は

$$\sigma=\frac{H}{t}+\frac{6M}{t^2}\ \cdots\cdots\cdots\cdots(251\mathrm{b})$$

にて計算される。

t 及 h を糎. σ を瓩/平方糎とし他の寸法を米にて表す時は

$$\frac{P}{a}=\frac{0.016\,\sigma}{6(l-b)^2+(3l^2-b^2)\frac{t}{h}}\times l.\,t^2\ \cdots\cdots\cdots\cdots(252\mathrm{a})$$

となる，而して $b=\frac{1}{2}l$, $\sigma=800$ 瓩/平方糎とする時は

$$\frac{P}{a}=\frac{8.6}{1+2\frac{t}{h}}\times\frac{t^2}{l}\ \cdots\cdots\cdots\cdots(252\mathrm{b})$$

となる，又型鈑の緣の最小鋲距 p は

$$Hp=\rho\frac{\pi d^2}{4}=0.59\,d^2\ \cdots\cdots\cdots\cdots(253)$$

上式中　ρ……鋲鋼の許容抗剪强度(750 瓩/平方糎).

d……鋲徑（糎).

にして (253) 式に (251a) の値及 $b=\frac{1}{2}l$, $h=\frac{1}{10}l$ を挿入する時は

$$H=\frac{5}{4}Ql+\frac{110}{64}\frac{P}{a}\fallingdotseq 2.5\frac{P}{a}$$

$$p\leqq 0.236\frac{a}{P}d^2\ \cdots\cdots\cdots\cdots(254)$$

を得る，且 p は $(6\sim7)d$ よりも小としない。

ハングプレートの重量 g は

$$g=35+10\,P\ \cdots\cdots\cdots\cdots(255)$$

上式中　g……ハングプレートの重量（瓩/平方米).

P……集中荷重（瓲).

にて計算せられる。

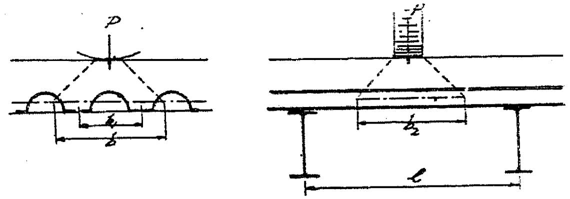
ハングプレートは我國に於ては餘り使用せられない，其の最も缺點とすべき點は排水の不完全なる事である且床張の重量もバツクルプレートのもの

に比較して過重なる樣である。

（ハ）**樋型鈑**. トラフプレート，コルゲーテツトプレート及ヴアンゼリンプレート等の樋型鈑の斷面係數は各製品の型錄に明記せられてゐる，而して一枚の型鈑の受ける彎曲率 M は

$$M=(0.1\,Q\,l^2+0.23\,P\frac{l^2}{b}-0.134\,P)b_1\ \cdots\cdots\cdots\cdots(256)$$

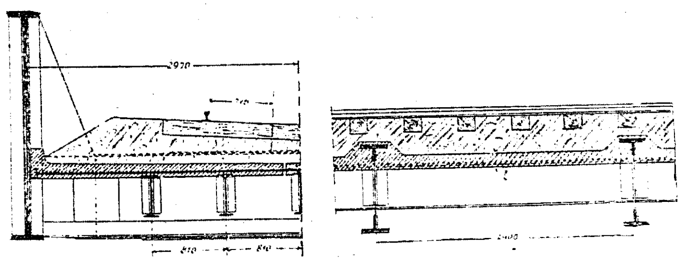
第　5　8　6　圖



に依つて計算せられる（第 586 圖參照)。

以上の如き型鈑を使用し閉床とする場合には橋床の上面より枕木の下面に至る道床の厚は本線に於て 20 糎以上とする，鐵製枕木を使用する場合には木の枕木との厚の差だけ薄くする事が出來る，型鈑の上に直接床礫を置く事あるけれども多くは鈑の凹んだ部分に最小厚 3~4 糎の混凝土を置き，更に其の上に防水層として 3 糎厚の膠泥層又に煉瓦層を置き其の横斷勾配を $\frac{1}{50}$，縱斷勾配を $\frac{1}{100}$ 位として排水を便にす，然る後床礫及枕木を配置する。

第　5　8　7　圖

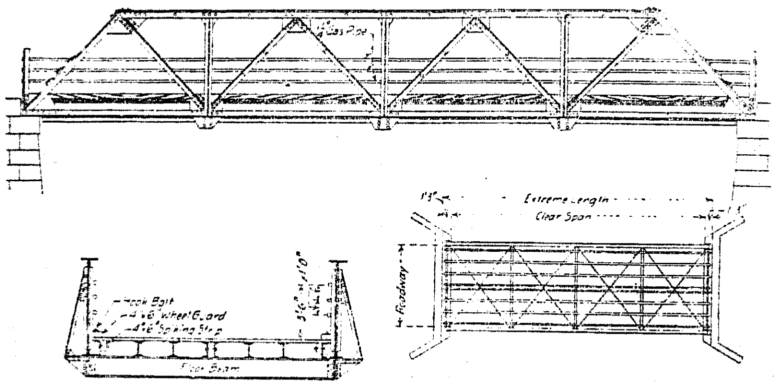


鐵筋混凝土床版は型鈑よりも重量は重いが床礫と共同して噪音及車輛の撃衝作用を輕減し排水も容易であり其の施工及維持も簡單である。

(b)　**公道橋.**

敷板張の床張は非常に交通閑散なる小幅員の構橋以外には殆ど使用されない，此の場合縦桁に工形鋼或は木桁を使用する（第 267 圖參照），敷板と工形鋼の連絡は均木を使用する（第266圖參照）。

第　5　8　8　圖



型鈑或は鐵筋混凝土床版を以て床張する場合には縦桁に工形鋼を使用し其の間隔は 1 米乃至 2 米とし若し歩車道を區別し境界石を使用する場合には其の境界石の眞下或は其の附近に縦桁を用ひる，而して縦桁に使用する工形鋼の高は 280 粍以下としない方が可い，縦桁の位置は床桁の上に置くか或は夫と同高とする方床張の構造が簡單となるけれども鐵筋混凝土スラブより路面迄の厚が相當に厚い場合にはスラブの厚さ丈け縦桁を下げて路面の頭空高を充分ならしめる。

鐵筋混凝土スラブの厚は普通 15 糎乃至 20 糎であるが幅員大なる街路橋に於ては床張の厚も從つて厚く死荷重も增大し非常に厚きスラブを要求する事がある，斯る場合には縦桁相互に更に小桁を亘し四方にて支へられたスラブ Four support slab とし出來得る限りスラブ厚を節約し床張の死荷重を輕減する，スラブの上に防水層としてアスフアルト布（厚 15 粍～20 粍）を敷きつめ塡充混凝土を置く，橋長及幅員共に大ならざる橋梁に於ては路面の縦横勾配は主として此の塡充混凝土に依つて付られるけれども橋長大なる而も幅員廣き橋梁に於ては路面勾配を全然塡充混凝土のみに依る事は徒らに橋梁中央部に於て塡充混凝土の厚を厚くするを以て縦桁の勾配を橋面の横斷勾配に並ひて構格毎に變化し更に毎構格に於ける縦桁も橋面の縦斷勾配に並ひて中央部のものを高く兩側に進むに伴れて低くする，若し橋梁の中央部に軌道を布設する場合にはスラブ上の枕木及軌條を塡充混凝土の內に埋込むを以て防水層より路面迄25～30糎を必要とする。

橋面鋪裝に最も多く使用せらるるものは松木塊である，乃ち他の鋪裝材に比して輕く死荷重を減少するのみならず表面平滑にして撃衝少く交通上の噪音が起らない特長がある，然し一面には交通量の少き箇處に於て施工不完全なる場合には濕氣の爲容易に變形し且脹上る缺點がある，松木塊の大さは 15糎×9糎 で厚は 7.5糎乃至 9 糎である，東京市に於ては鋼橋の鋪裝は全部厚 7.5 糎の松木塊を使用し縦斷勾配を $\frac{1}{50}$ 及 $\frac{1}{60}$ とする，木塊鋪裝道路の縦斷勾配と比較して稍緩なる嫌はあるけれども要する處縦斷勾配を急にする事は中央部の塡充混凝土の厚を厚くする傾向あるを以て橋面に於ては之を緩にして死荷重を減少する，木塊を橋軸に直角に布敷し其の目地を 4 粍乃至 5 粍とし侵入度の高き（10 乃至 20 度）ブラウンアスフアルトを塡充するか或は流し膠泥を塡充する，尙車道兩側に沿うた二乃至三箇の縦目地は幅廣く 3 糎位とし前同樣のブラウンアスフアルトか或はエラスタイトを塡充して横の伸縮に備へる，或は終端の木塊二列を境界石の方向に布設し其の目地を廣くして横の伸縮に備へる事もある，然し何れの方法も伸縮目地として決して良き構造とは云ひ難い，今後大に考究す可

き問題である，又境界石に沿うて車道面と同高に幅24糎乃至30糎厚12糎の溝敷石を使用する事がある，路面の雨水を早く木塊面より驅逐する爲或は路面掃除等に便利である，溝敷石の更りに同幅に塡充混凝土を橋面の高さに仕上げたるものもある，木塊鋪裝と塡充混凝土との間には約3糎の厚さに褥層膠泥を置き塡充混凝土の表面を路面勾配成りに仕上げる，歐洲に於ては全然褥層を省き直接木塊を敷設する，米國に於ては多くは12粍乃至25粍の砂褥層を使用するが木塊の一方に荷重が加はつた場合砂が他方に流れ木塊を不同にする傾向がある，又石塊鋪裝の場合と同樣褥層を砂とセメントを混じた堅ねり膠泥を木塊敷設と同時に施工するものもある，著者は何れの方法にも經驗を有するけれども未だ完全なるものとして推稱し得るものはない，施工に對して相當注意するならば最後の方法が最も可いと思ふ。

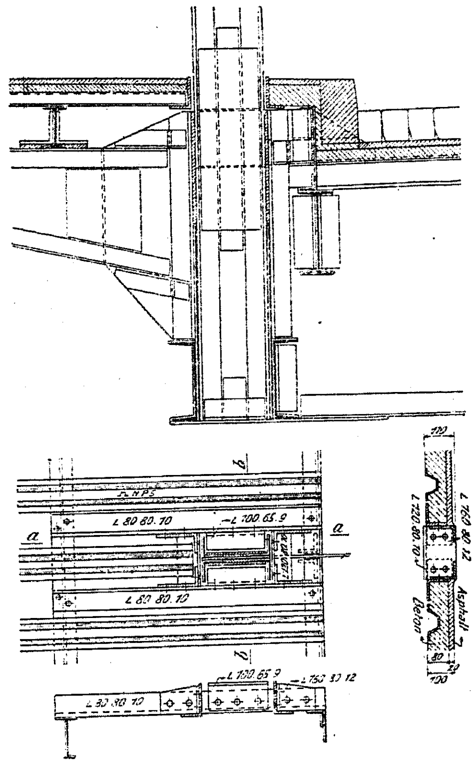
木塊は大さを**全桝**，**七五桝**（全桝を$\frac{3}{4}$にしたもの）及**半桝**（全桝を半分したもの）として使用し已む得ざる場合の外半桝以下の小なる木塊を使用しない。

石塊鋪裝は其の重量大にして且高價なるを以て鐵筋混凝土橋等の如き多少の死荷重を度外視し得る橋面鋪裝に使用し鐵橋等には餘り使用しない，木塊鋪裝の大なる缺點たる目地及褥層の破壞もなく且鋪材の摩滅及膨脹もなく交通頻繁にして貨物の重大なる箇處の橋面鋪裝に適する，但し施工不完全にして橋面に不陸を生じたる場合には噪音繁しく且撃衝も甚しく主桁の震動を大ならしめる缺點がある，石塊の大さは長15糎乃至30糎幅10糎乃至15糎にして厚は12糎である，橋面の縱橫斷勾配に依り石塊の四隅の高は各異るを以て餘り大なる石塊を使用する時は据付後橋面を平滑ならしめる事は不可能である且石塊の裏面は表面の如く叩かれない爲厚が多少不同である事は免れない，從つて褥層の厚も厚く12糎乃至25糎とし砂

及乾膠泥を以て勾配なりに据付ける，目地の幅も廣く10粍乃至12粍とし膠泥汁を以て塡充する。

アスファアルト塊鋪裝は平滑にして排水もよく噪音を發する事もなく强靱にして車馬の交通に對して心地よき鋪裝材である，車道用として厚5糎位を標準とするが場所に依り且交通の輕重に依つて厚を多少加減する，3糎乃至5糎の砂褥層の上に直接敷設し目地も特に設けない，恐らく其の製品の發達と共に將來橋面鋪裝材として囑望せらる可きものである，然し交通頻繁なる箇處の鋪裝材としては非常に摩損の速かなる事及現在の市場品が橋面鋪裝用として塊の大さが過大なる事が缺點である。

第589圖

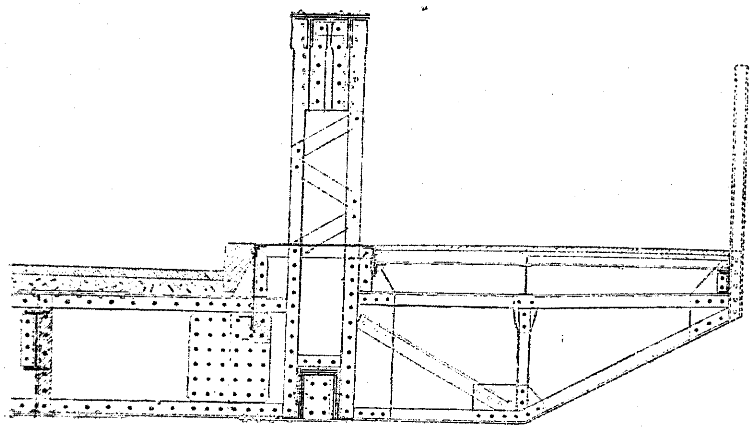


I―I 斷面

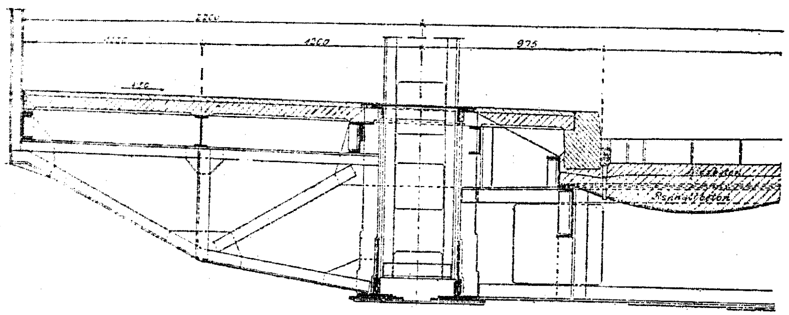
aa 斷面

其他シートアスファルト及コンクリート鋪裝の如き全面的鋪裝は一度破壞せられた場合に之が修繕の爲一時交通遮斷を餘儀なくせらるるを以て幅員狹き橋長大なる且之に更る可き交通路のない橋梁の橋面鋪裝材として殊に不適當である，故に斯る理由よりして塊鋪裝

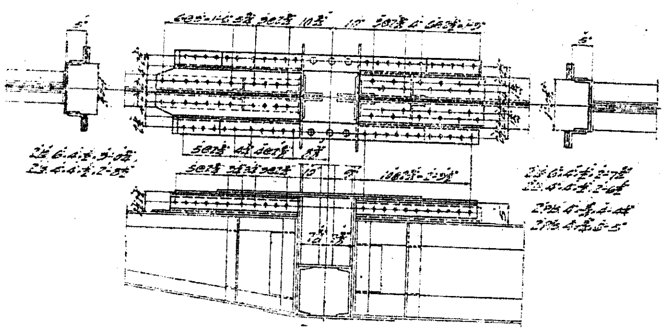
第　5　9　0　圖



第　5　9　1　圖



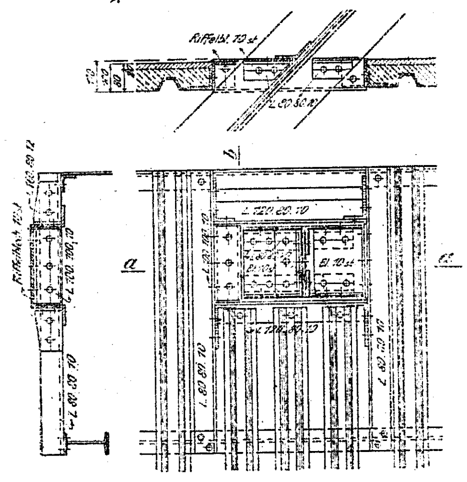
第　5　9　2　圖



を推稱する。

歩道下床桁の突出は §102 にて既述せし如く出來る丈接合鋲の張力を避ける（第 589 圖乃至第 592 圖參照），而して其の床桁の高さも强ち車道下の床桁と同じくする必要はない又此の部分だけを結構とする事も何等差支がない，若し稍同高となす場合には縦桁を床桁の上に置き添架物を通す餘地を作る，縦桁の高さは 15 糎以上としスラブの厚さは 10 糎以上とする，而して高欄側より境界石に向つて $\frac{1}{80}$ 乃至 $\frac{1}{100}$ の直線勾配を付する，歩道の鋪装はスラブの表面を約 3 糎の厚さに膠泥を以て鏝仕上をなしたる實例が多い，然し此の構造はスラブと膠泥表面との間が絕緣せられ竣工後幾許もなく破壞せられるものが多い，故に膠泥表面はスラブ混凝土施工後直ちに鏝仕上をなし兩者の間に層を造らない方が可い，若し斯る施工を期待する事が出來ない場合には表面をアスファルト塊の如きものを以て鋪裝し鋪材とスラブとの間を完全に切放ち砂襯層を用ひる事も一つの方法である，又膠泥表面を廢しスラブを適當なる大さに切り別に施工して縦桁の上に列べ目地を付する方法もある，斯る施工をなす場合注意すべき事は既製鐵筋混凝土スラブは運搬の途中に於て表裏不明となる事屢々あるを以て鐵筋は上下に挿入する事である。

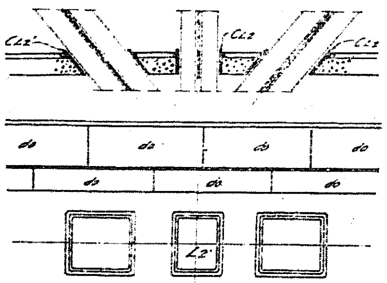
第　5　9　3　圖



主構の腹材が路面を貫通する箇處は最も腐朽の甚しい部分であつて此の部分に於ける塵埃及雨水の沈滯は極力防止すべき

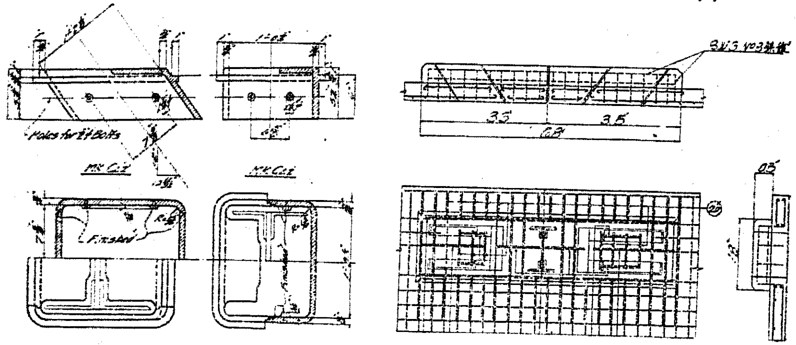
である，第563圖は該箇處のスラブを矩形に切取り**チエツカードプレート** Checkered plate を被せたる構造である，又第594圖は特別の鐵物を以て防水環を造りスラブの部分を包みたる構造である，東京市の實例は**ピタスソリユウシヨン**の如き防銹被覆液を該部分に塗り路面より約10糎の高さに混凝土を以て取圍んだものが多い（第495參照)。

第594圖

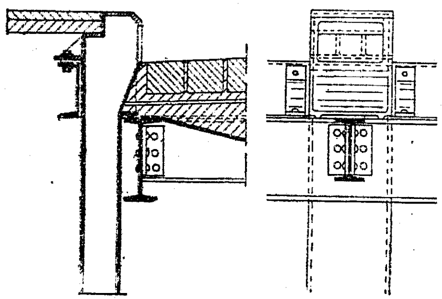


橋面の雨水は路面勾配に依つて溝敷石に沿うて橋臺又は橋脚の上迄導き排水管に依つて橋下に落す，然し長徑間の橋梁に於ては溝敷石の途中適當なる距離に於て排水し或は境界石の一本を鑄鐵製とし其腹部より排水する(第596圖乃至第598圖參照)。

第595圖

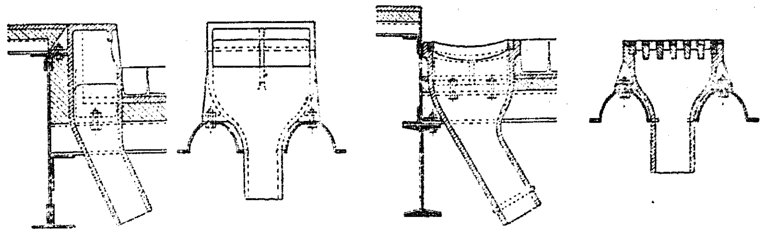


第596圖

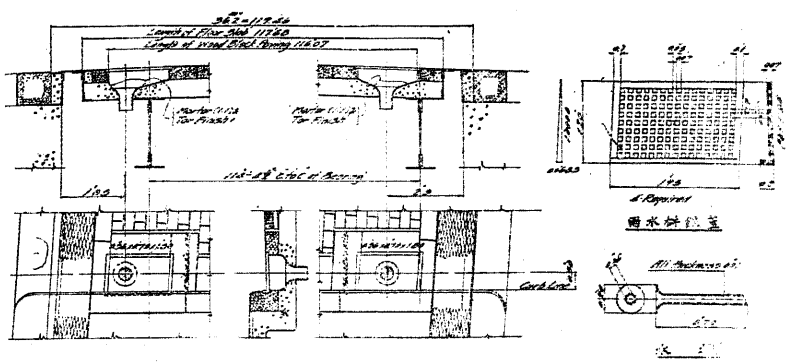


第597圖

甲　乙



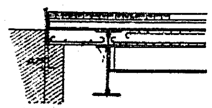
第598圖



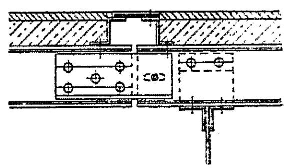
(c) 床部と橋臺との連結.

桁橋は溫度の變化に伴うて徑間の可動端は移動するを以て橋體は橋臺と聯絡を斷ち路面のみは前後道路と連絡せねばならん，徑間小なる橋梁に於ては端床桁と橋臺とを連絡する縱桁の一方の端を摺動孔とするけれども（第599圖乃至第601圖參照）徑間の相當長き橋梁に於ては可動端及中間

第599圖

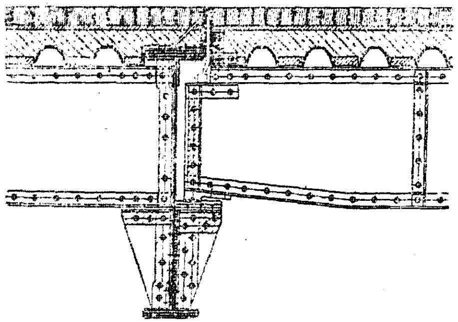


第600圖

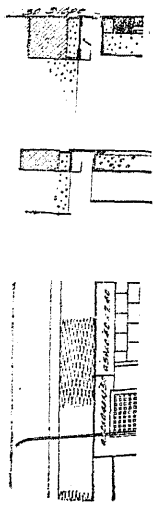


可動鉸の上に厚 14~20 粍のチェツカード プレート（第 602 圖乃至第 605 圖）或は櫛形伸縮鈑を使用する。

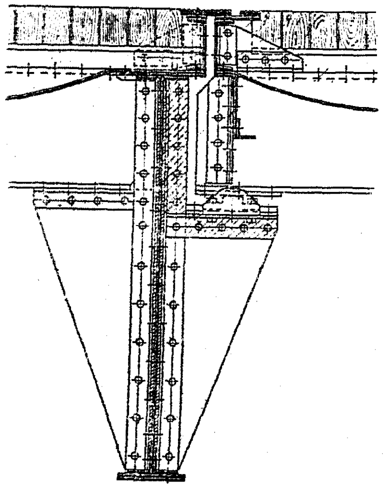
第601圖



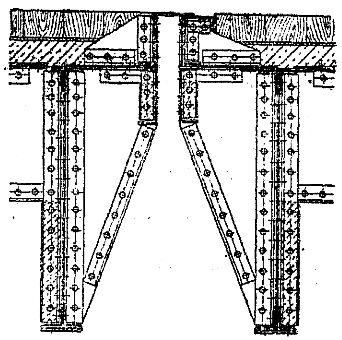
第 6 0 2 圖



第 6 0 3 圖

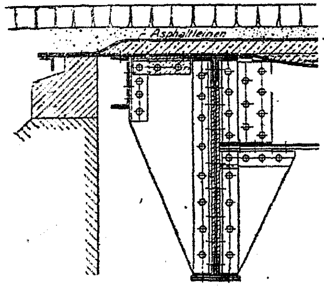


第 6 0 4 圖

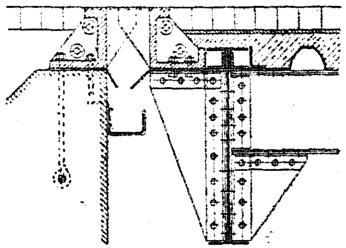


第606圖乃至607圖は櫛形伸縮鈑を使用したものの詳細構造である，伸縮鈑の一方を橋臺に碇着し他方を主構の腕木にボールトを以て締付け兩者の櫛形を嚙合せたるものである，理屈は可いが櫛の間に塵埃等が溜つて閉塞し實際に於て果して其の効果を納め得るか否か疑問である，故に更に其

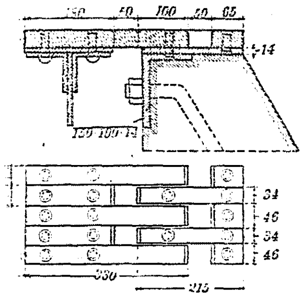
第 6 0 5 圖

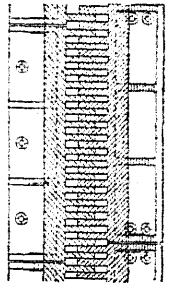


第 6 0 7 圖

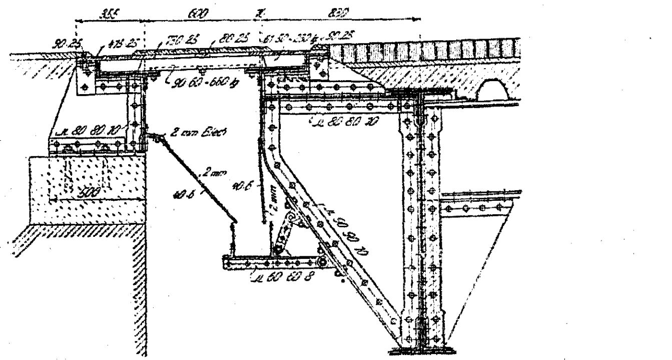


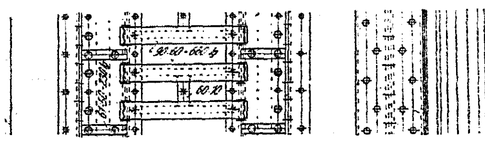
第 6 0 6 圖





第 6 0 8 圖





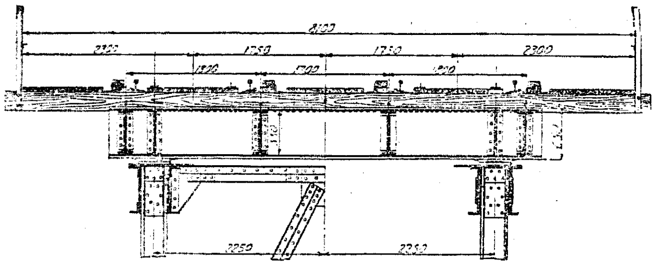
の上に薄い平鈑を被せて其の一端を固定し他端を可動的にしたものがある，構造複雜になる丈破壞せられる事も多い（第 608 圖參照)。

(*d*) **上路橋の床部.**

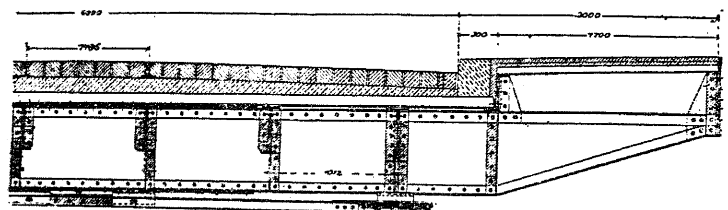
上路構の床部構造は下路構と比較して非常に簡單である（第 609 圖.第 614 圖及第 615 圖參照)。

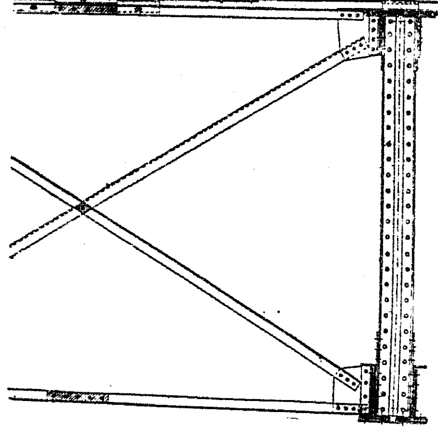
床桁を上弦材の上に設ける場合若し弦材の全幅に鋲結する時は床桁の撓

第 6 0 9 圖



(甲)





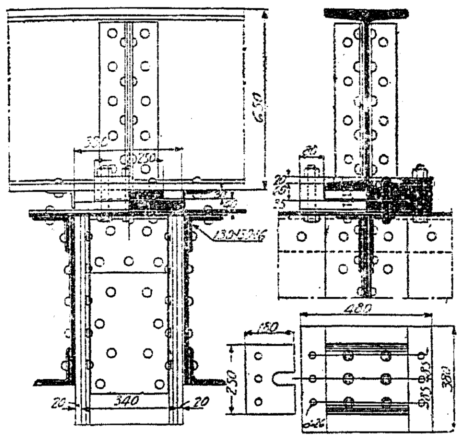
(乙)

度に依り弦材上の荷重の分布が不均一となり結局弦材は扭力 Torsion の作用を受ける，故に § 59 (*b*) に既述せるが如き線支承とし弦材の縱軸中心線を支承線とする，而して床桁の長及分格長の伸縮に應ずる樣縱横に多少の餘裕を存せ

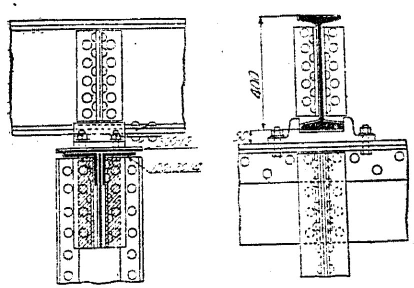
しめる（第 610 圖乃至第 613 圖參照)。

床桁を主構の中間に設ける場合には上弦材或は垂直材に緊結する，此の場合の構造は下路橋の場合と略同一である，乃ち二山形鋼を以て床桁の腹鈑を挾み或は垂直材に緊結せられた緊鈑に聯結する，此の場合連結の全長に亘つて垂直材に隔鈑を使用する事は勿論である（第 616 圖及第 617 圖參照)，床張の構造は上路橋の場合と同一である。

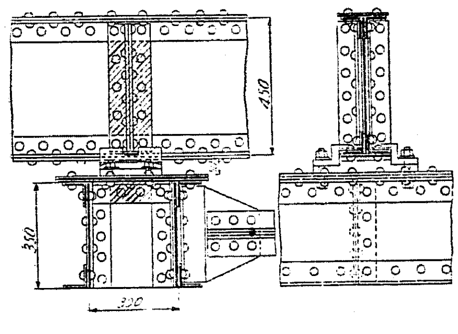
第 6 1 0 圖



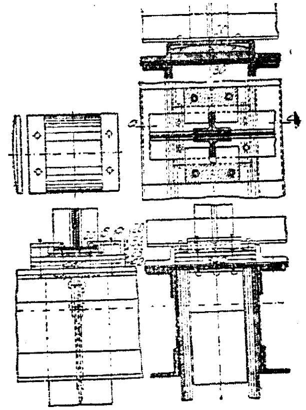
第 6 1 1 圖



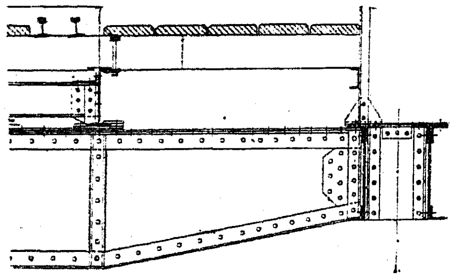
第 6 1 2 圖



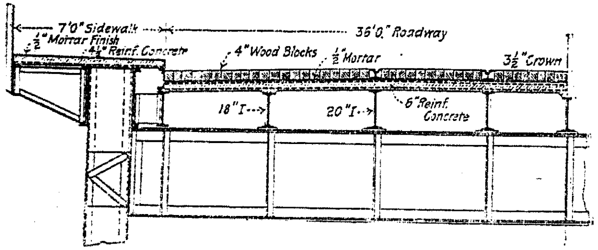
第 6 1 3 圖



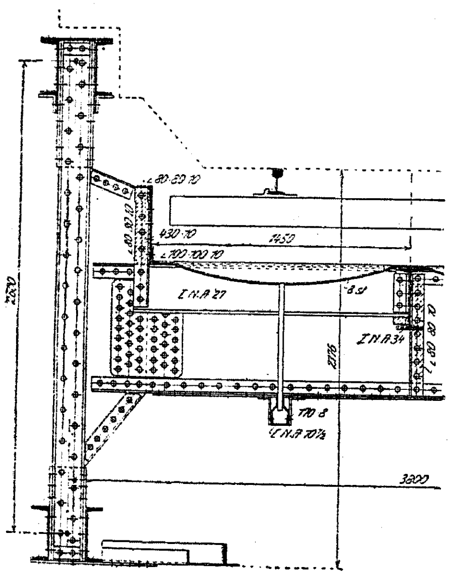
第 6 1 4 圖



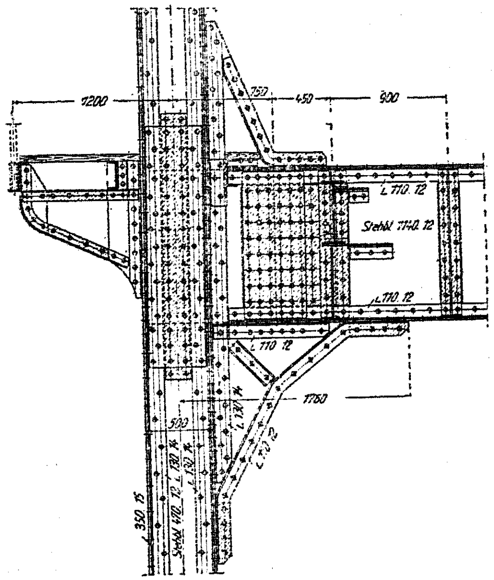
第 6 1 5 圖



第 6 1 6 圖



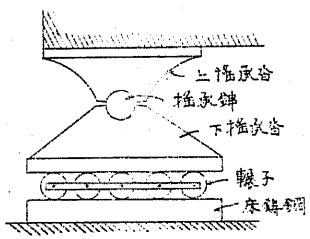
第 6 1 7 圖



§ 109. **端支承** End bearing.

橋構の端支承は鈑桁橋の如く**牀鈑** Sole plate 及**底鈑** Bed plate のみの面支承とする事は殆どなく重要ならざる公道橋にして徑間小なるものに於ても第 249 圖に示す面支承或は線支承とする，而して多く使用する構造は**搖支承** Rocker bearing である。

第 6 1 8 圖



搖支承設計に際して §59 に列記せる以外に更に注意す可き事項は次の如くである。

(1) 構の應力を等布する爲に**搖承沓** Rocker shoe の高さを相當高くする事.

(2) 構の撓度に伴うて上搖承沓以上が**搖承鋲** Rocker pin の周圍に廻轉し得る様にする事.

(3) **輾子** Roller は其の應力及廻轉範圍に依り大さ及數を決定する事.

(4) 輾子は其の廻轉の完全を期する爲常に清淨たるべく雨水及塵埃の侵入を防ぐ事.

(5) 輾子は掃除し得る様にする事.

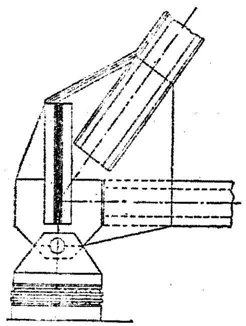
(6) 溫度の變化等に依る徑間長の伸縮に對して輾子が位置を亂さない樣にする事.

(7) 地震に對して輾子及搖承鉸の位置を上下に碇着する事.

(a) 搖承鉸と搖承沓.

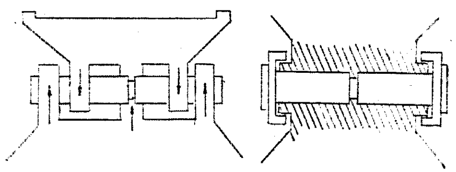
鉸結構に於ては搖沓鉸は第549圖及第563圖等に示すが如く主構の端格點の鉸を兼用し下弦の略中心に設置する，而して沓は型鋼を以て組立て鑄鋼を使用せざる構造が多い，鋲結構に於ては下弦材の幅が廣い場合には鉸結構同樣の構造とする事もある又第619圖に示すが如く端格點の直下の適當なる位置に設ける事もあるけれども近來鑄鋼を以て搖承沓を製作する實例が多い。

第 6 1 9



搖承鉸の構造は米國に於ては第620圖甲に示すが如く桁として作用せしめるもの多く歐洲に於ては第620圖乙に示すが如く連續支承として取扱はれるものが多い。

第 6 2 0 圖

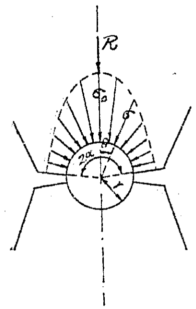


甲　　乙

甲圖の場合は乙圖に比較して多少鉸の直徑が大となるけれども地震に對して上下沓の聯絡が完全である，然し歐洲に於ける實例は此

の點に於て何等の設備がなく我邦に於て地震の上下動に依る構橋の移動せるものの大半は此の構造である，乙圖は此の上下動に依る移動を**鉸笠** Pin cap に依つて防備せるものにして其の結果鉸笠の寸法過大となり外觀宜しくない。

第 6 2 1 圖



搖承鉸の計算方法は桁として作用するものは鉸結構の格點に於ける鉸と同一である，連續支承鉸に對しては次の如くにする。

第621圖に於て搖承鉸にかゝる反力 R が鉸上に於て $\cos\theta$ の比によりて分布せられるものと假定すれば

$$\sigma=\sigma_0\cos\theta$$

$$R=\int_0^\alpha \sigma\, d\theta.\ r\ \cos\theta\times b=2\sigma_0 b\, r\int_0^\alpha \cos^2\theta\, d\theta\ \cdots\cdots(257\text{a})$$

上式中 b……鉸の長

である，若し上搖承沓と承鉸との接觸面を $\alpha=\frac{\pi}{4}$ と假定すれば

$$\left.\begin{array}{l} R=2\sigma_0 b\, r\int_0^{\frac{\pi}{4}}\cos^2\theta d\theta=1.285\sigma_0 b\, r \\ r\geqq 0.8\dfrac{R}{fb} \end{array}\right\}\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(257\text{b})$$

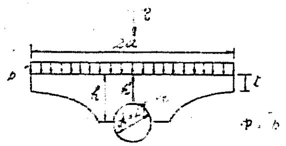
上式中 f……鉸の許容支壓應力 (1,200kg/cm.²……鍛鋼).
(1,000kg/cm.²……鑄鋼).

となる，(257) 式に依つて鉸の大さが計算せられるが余り小なる鉸は製造も困難であり70粍以下の直徑を使用しない方が可い，普通公道橋に於ては75粍以上殊に市街橋に於ては90粍以上．鐵道橋には100粍以上の直徑を使用する，尙鉸の途中の凹形溝は横の移動を防ぐ目的である。

上搖承沓は之を突桁として計算せられる。

第622圖に於て主桁或は主構と接觸する面及鉸との接觸面は充分磨き其

第 6 2 2 圖



の面積 $2a\times b$ は最大反力 R を支えるに充分たるべく b は主桁の突緣幅或は主構の弦材幅より大なるべく且 $2a$ は少くとも 30 糎以上とする，又搖承沓の高は少くとも 12 糎以上とし t は 3 糎以上とする。

$$p=\frac{R}{2ab}$$

搖沓の最大彎曲率 $M=pb\times\frac{(a-r)^2}{2}=\frac{R}{2ab}\times b\times\frac{(a-r)^2}{2}=\frac{R(a-r)^2}{4a}$

搖承沓の斷面係數 $W=\frac{bh^2}{6}$

搖承沓の最大纖維應力 $\sigma=\frac{M}{W}=\frac{R(a-r)^2}{4a}\times\frac{6}{bh^2}=\frac{3}{2}\,\frac{R(a-r)^2}{abh^2}$

$$h=\sqrt{\frac{3}{2}\,\frac{R(a-r)^2}{ab\sigma}}$$

或は近似的に

$$h=\sqrt{\frac{3}{2}\,\frac{R(a-r)}{b\sigma}} \quad\cdots\cdots\cdots\cdots(258)$$

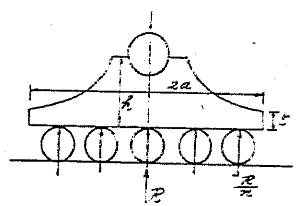
である，故に搖承沓の鋼材の許容抗曲應力を f とすれば

$$h\geqq\sqrt{\frac{3}{2}\,\frac{R(a-r)^2}{abf}}\ \text{or}\ \sqrt{\frac{3}{2}\,\frac{R(a-r)}{bf}}\quad\cdots\cdots(259)$$

となる。

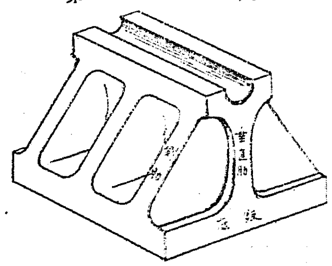
下搖承沓は之を**承臺** Pedestal とも稱し上搖承沓と同樣に計算せられる，ただ沓の下が輾子なる時は等布荷重ではなく集中荷重となる，下搖承沓の鉢との接觸面及底面を磨く事は上搖承沓と同樣である，$2a$ 及 b は輾子の直徑及長さより定められ少くとも上搖承沓よりも小ならざる寸法を用ひ且 $2a$ と b との關係は成可く正方形に近き矩形とする，下搖承沓の高 h は上搖承沓の高より小な

第 6 2 3 圖



らざる可く大體 a より少し大なる寸法とし t は上搖承沓の場合同樣 3 糎以上とする。

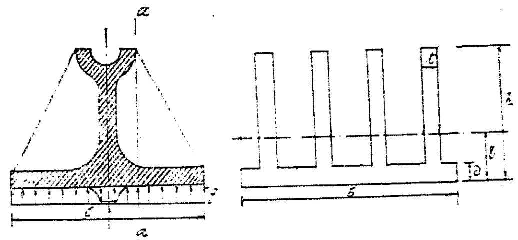
第 6 2 4 圖



大なる橋梁に於て大なる沓を必要とする場合には鑄鋼の重量を節約する爲上下沓共或は下沓のみに**肋沓** Ribed shoe を使用する（第 624 圖參照）。

肋沓の計算は大約次の如くにして行ふ。

第 6 2 5 圖



第625圖に於て斷面 $a-a$ の重心線の高さを η とすれば

$$\eta=\frac{nth.\frac{h}{2}+(b-nt)\partial\frac{\partial}{2}}{nth+(b-nt)\partial}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(260)$$

上式中 n…………側肋の數.

である，而して一般に $\eta=(0.3\sim0.4)h$ 位にする，今 $\eta=\frac{h}{3}$ とすれば

$$\frac{h}{3}[nth+(b-nt)\partial]=nt\frac{h^2}{2}+(b-nt)\frac{\partial^2}{2}$$

$$(b-nt)\frac{\partial^2}{2}-(b-nt).\frac{h}{3}.\partial=\frac{nth^2}{3}-\frac{nth^2}{2}=-\frac{nth^2}{6}\quad\cdots\cdots(261)$$

$$\therefore\quad \partial^2-\frac{2}{3}.h.\partial=-\frac{nth^2}{3(b-nt)}$$

$$\partial=\frac{h}{3}\pm\sqrt{\frac{h^2}{9}-\frac{1}{3}\,\frac{nth^2}{b-nt}}$$

$\partial < \frac{h}{3}$ なる故

$$\left.\begin{aligned}\partial &= \frac{h}{3}\left(1-\sqrt{\frac{b-4nt}{b-nt}}\right)\\ \frac{\partial}{h} &= \frac{1}{3}\left[1-\frac{\sqrt{1-\frac{4nt}{b}}}{\sqrt{1-\frac{nt}{b}}}\right]\end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(262)$$

(262) 式が「+」なる爲には $b \geqq 4nt$ でなくてはならない.

$$\frac{b}{nt}>4 \text{ or } \frac{b}{4}>nt. \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(263)$$

乃ち重心線を沓高 h の $\frac{1}{3}$ 以下に保つ爲には b なる の底面幅は側肋幅の合計の四倍以上を必要とする.

又 (261) 式に依り

$$(b-nt)\left(\frac{\partial^2}{2}-\frac{h\partial}{3}\right)=-\frac{nth}{6}$$

$$b\left(\frac{\partial^2}{2}-\frac{h\partial}{3}\right)=-\frac{nth^2}{6}+nt\left(\frac{\partial^2}{2}-\frac{h\partial}{3}\right)=nt\left(\frac{\partial^2}{2}-\frac{h\partial}{3}-\frac{h^2}{6}\right).$$

$$\frac{b}{nt}=\frac{\frac{\partial^2}{2}-\frac{h\partial}{3}-\frac{h^2}{6}}{\frac{\partial^2}{2}-\frac{h\partial}{3}}=1-\frac{\frac{h^2}{6}}{\frac{\partial^2}{2}-\frac{h\partial}{3}}=1-\frac{\left(\frac{h}{\partial}\right)^2}{3-2\left(\frac{h}{\partial}\right)}$$

$$\therefore\ \frac{b}{nt}=1+\frac{\left(\frac{h}{\partial}\right)^2}{2\left(\frac{h}{\partial}\right)-3} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(264)$$

又重心線の物量力率を I_{cc} とすれば

$$I_{cc}=\frac{1}{3}\left[b\left(\frac{h}{3}\right)^3-(b-nt)\left(\frac{h}{3}-\partial^3\right)+nt\left(\frac{2}{3}h\right)^3\right] \cdots(265)$$

なるが故に重心線の上部に關する斷面係數 W は

$$W=\frac{I_{cc}}{\frac{2}{3}h}=\frac{nth^2}{6}\left[1+\frac{\left(\frac{h}{\partial}\right)^2-3\left(\frac{h}{\partial}\right)+3}{2\left(\frac{h}{\partial}\right)^2-3\left(\frac{h}{\partial}\right)}\right] \cdots\cdots\cdots(266)$$

である，以上の諸式よりして $\frac{\partial}{h}$ と $\frac{b}{nt}$ の比は決して單獨に成立する

ものではない事が明かである，乃ち (262) 式に依つて其の一方を假定すれば他方は自ら決められるものである。

扨て沓を設計するに先立ち $\frac{\partial}{h}$ 及 $\frac{b}{nt}$ の何れか (通常 $\frac{\partial}{h}$) を假定し (264) 式に依りて $\frac{b}{nt}$ を決定し n 及 t を定め更に最大反力に依る彎曲率 M_o 及所要斷面係數 W_o を求め

$$\left.\begin{aligned}q&=\frac{R}{lb}\\ M_o&=q\times\frac{lb}{2}\times\frac{l}{4}=\frac{Rl}{8}\\ W_o&=\frac{M_o}{f}\end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(267)$$

(266) 式及 (267) 式に依りて h を定めるのである。

今 $\frac{\partial}{h}$ を假定し (264) 式及 (266) 式に依つて $\frac{b}{nt}$ 及 W を計算すれば第 39 表の如くになる。

第　3　9　表

$\frac{\partial}{h}$	$\frac{b}{nt}$	W	備　考
$\frac{1}{3}$	4.0	$0.2222\ nth^2$	
$\frac{1}{4}$	4.2	$0.2251\ nth^2$	
$\frac{1}{5}$	4.6	$0.2286\ nth^2$	最も一般的に用ひらる
$\frac{1}{6}$	5.0	$0.2315\ nth^2$	

尙 t の幅は普通 $\frac{1}{15}b \sim \frac{1}{20}b$ にして垂直肋の幅は約 $\frac{1}{6}h$ である，底鈑の上側は排水等の爲中央部より外周に向つて $\frac{1}{20}$ 倍の傾斜を附する。

例題. 最大反力 480 瓲を受ける承臺を設計せよ，但し底鈑幅員を 120 糎 × 120 糎とする。

支承石工に作用する應壓力 $q=\frac{480{,}000}{120\times120}=33.3\text{kg/cm.}^2$

先づ 底鈑の厚∂を沓高hの$\frac{1}{5}$と假定すれば第 39 表に依り

$$\frac{b}{nt}=4.6 \qquad nt=\frac{120}{4.6}$$

$$W=0.2286\times\frac{120}{4.6}\times h^2$$

而して

$$M=\frac{480,000}{2}\times\frac{120}{4}$$

なるを以て鑄鋼の許容抗曲應力を $f=1,000\text{kg/cm.}^2$ とすれば(267)式に依り

$$\frac{480,000\times120}{8}=0.2286\times\frac{120}{4.6}\times h^2\times10,000$$

$$h=\sqrt{\frac{480\times120\times4.6}{8\times0.2286\times120}}=35\text{ cm.}$$

$$\partial=\frac{35}{5}=7\text{cm.}$$

である,又 $t=\frac{b}{20}$ と假定すれば

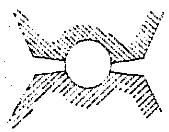
$$t=\frac{120}{20}=6\text{ cm.}$$

となる,側肋の數nを5と假定して$\frac{b}{nt}=4.6$なる式にてtを檢査すれば

$$t=\frac{120}{4.6\times5}\doteqdot5.5\text{ cm.}<6.0\text{ cm.}$$

となる。

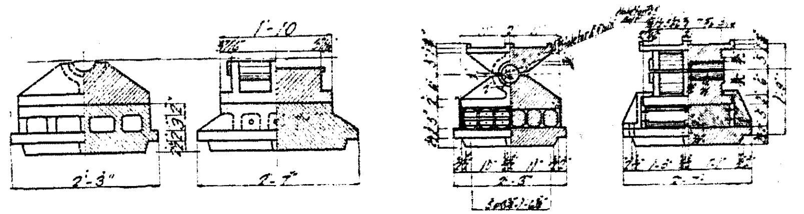
第 6 2 6 圖



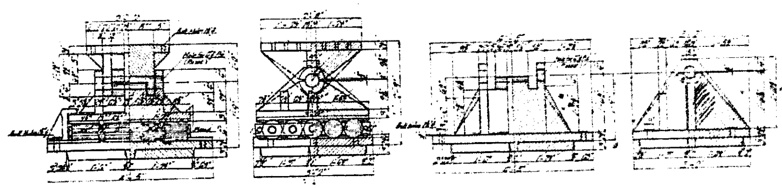
第626圖に示すが如く錍を挾んで上下搖承沓の間は錍が作用し得る樣約 12 粍位の間隔をあけ搖承沓の端は外方に向つて約$\frac{1}{10}$位の傾斜を付ける,第 627 圖乃至第 630 圖は構造實例を示す。

第 631 圖は搖承錍の更りに特殊なる鑄鋼製又は鍛鋼製の**圓筒型樞** Cylindrical pivot 或は**球型樞**を挿入して線支承或は點支承となしたる構造であつて歐洲に其の實例が多い,第 632 圖は型樞を使用せず下搖承沓の上面

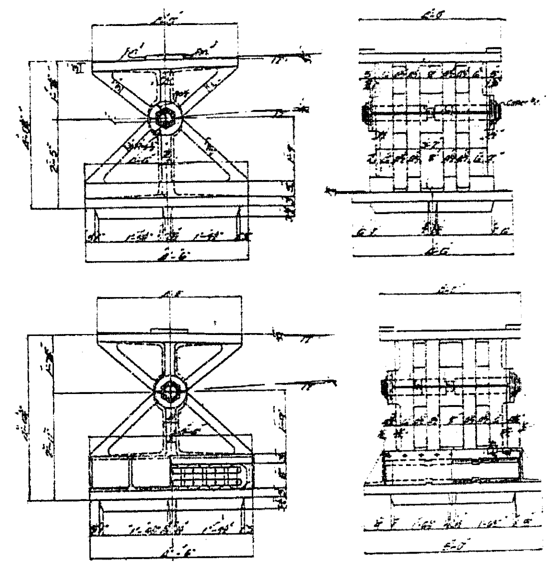
第 6 2 7 圖



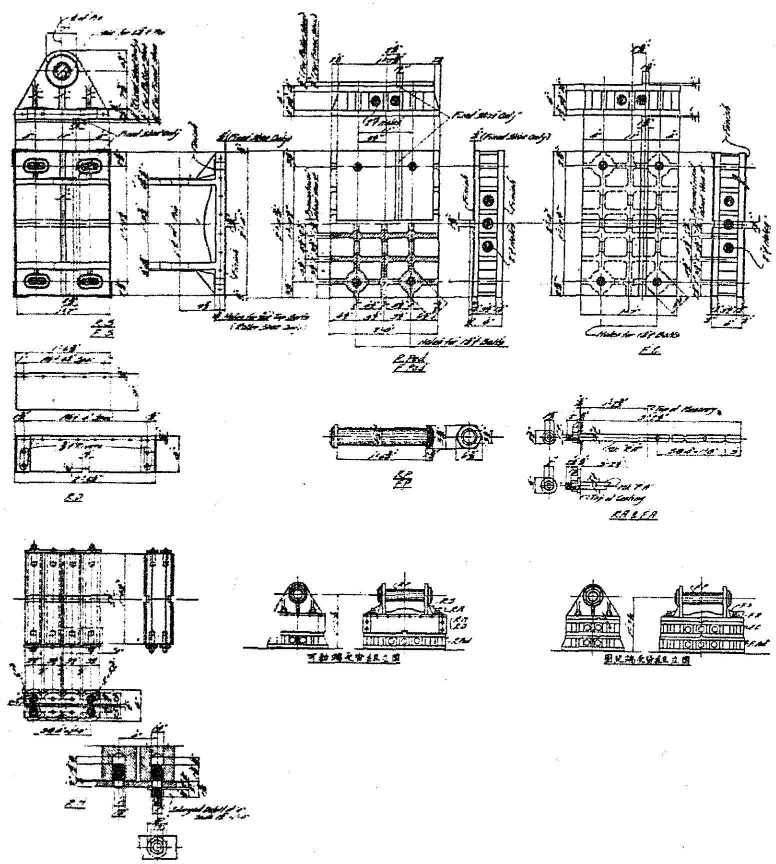
第 6 2 8 圖



第 6 2 9 圖



第 6 3 0 圖

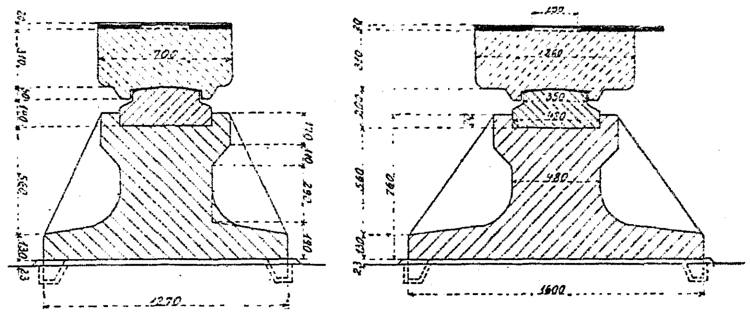


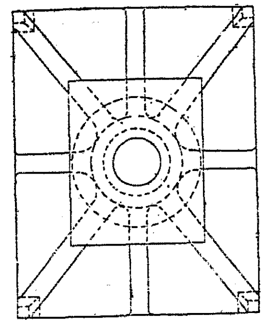
を球樞型に作製せるものである，球樞支承は高架鐵道の脚柱に多く使用せられる。

（イ） **圓筒型樞（線支承）.**

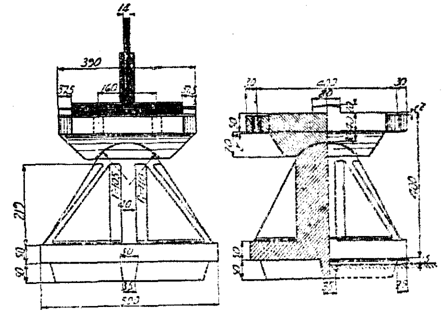
第633圖に示すが如く型樞の半徑 r_1 と搖承沓半徑 r_2 とが相異る場合には無荷重狀態に於ては切線接觸である．

第 6 3 1 圖



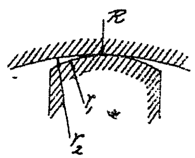


第 6 3 2 圖



今

第 6 3 3 圖



E_1 及 E_2…… 樞及沓の材料の彈性係數.

μ_1 及 μ_2……同上ポアソンの比 (Poisson's ratio).

R ……………最大壓力.

l ……………圓筒樞の有効長.

P …………… $\dfrac{R}{l}$

とし

$$\left.\begin{aligned}\delta_1&=\frac{4}{E_1}(1-\mu_1)(1+\mu_1)\\ \delta_2&=\frac{4}{E_2}(1-\mu_2)(1+\mu_2)\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(268)$$

とすれば載荷と共に其の接觸面の幅 b 及最大應壓力 σ_c は

$$b=2\sqrt{\frac{P}{\pi}\frac{\delta_1+\delta_2}{\frac{1}{r_1}-\frac{1}{r_2}}}\cdots\cdots(269a)$$

$$\sigma_c=\frac{4P}{\pi b}\cdots\cdots(270a)$$

に依つて求められる，今 $\mu_1=\mu_2=\frac{1}{3}$ とすれば

$$b=\frac{8}{3}\sqrt{\frac{2P}{\pi}\frac{\frac{1}{E_1}+\frac{1}{E_2}}{\frac{1}{r_1}-\frac{1}{r_2}}}\cdots\cdots(269b)$$

$$\sigma_c=\frac{3}{2}\sqrt{\frac{P}{2\pi}\frac{\frac{1}{r_1}-\frac{1}{r_2}}{\frac{1}{E_1}+\frac{1}{E_2}}}\cdots\cdots(270b)$$

若し兩者共同一の材料を使用する時は $E_1=E_2=E$ なる故

$$b=\frac{16}{3}\sqrt{\frac{P}{\pi}\frac{\frac{1}{E}}{\frac{1}{r_1}-\frac{1}{r_2}}}\cdots\cdots(269c)$$

$$\sigma_c=\frac{3}{4}\sqrt{\frac{P}{\pi}\frac{\frac{1}{r_1}-\frac{1}{r_2}}{\frac{1}{E}}}\cdots\cdots(270c)$$

である，又沓の底面が平面なる時は $r_2=\infty$ なるを以て

$$\sigma_c=\frac{3}{2}\sqrt{\frac{P}{2\pi}\frac{\frac{1}{r_1}}{\frac{1}{E_1}+\frac{1}{E_2}}}\cdots\cdots(271a)$$

若し $E_1=E_2=E$ なる時は

$$\sigma_c=\frac{3}{4}\sqrt{\frac{P}{\pi}\frac{E}{r_1}}\fallingdotseq 0.42\sqrt{\frac{PE}{r_1}}\cdots\cdots(271b)$$

である，而して此等の式は § 59 に述べられた鈑桁の線支承の計算にも應用せられる事は勿論である。

（ロ） **球型框（點支承）．**

第 633 圖に於て框及沓共に球面（半徑 r_1 及 r_2）をなす場合には無荷重狀態に於ては點接觸である，今載荷と共に生ずる接觸の半徑 r 及最大壓力 σ_c とすれば

$$r=\sqrt[3]{\frac{3R}{16}\frac{\delta_1+\delta_2}{\frac{1}{r_1}-\frac{1}{r_2}}}\cdots\cdots(272a)$$

$$\sigma_c=\frac{3R}{2\pi r^2}\cdots\cdots(273a)$$

にて求められる，若し $\mu_1=\mu_2=\frac{1}{3}$ とすれば

$$r=\sqrt[3]{\frac{2}{3}R\left(\frac{\frac{1}{E_1}+\frac{1}{E_2}}{\frac{1}{r_1}-\frac{1}{r_2}}\right)}\cdots\cdots(272b)$$

$$\sigma_c=\frac{3}{2\pi}\sqrt[3]{R\left(\frac{3}{2}\frac{\frac{1}{r_1}-\frac{1}{r_2}}{\frac{1}{E_1}+\frac{1}{E_2}}\right)^2}\cdots\cdots(274b)$$

又兩者が同一材料なる時は $E_1=E_2=E$ なるを以て

$$r=\sqrt[3]{\frac{4}{3}R\left(\frac{\frac{1}{E}}{\frac{1}{r_1}-\frac{1}{r_2}}\right)}\cdots\cdots(272c)$$

$$\sigma_c=\frac{3}{2\pi}\sqrt[3]{R\left(\frac{3}{4}\frac{\frac{1}{r_1}-\frac{1}{r_2}}{\frac{1}{E}}\right)^2}\cdots\cdots(273c)$$

又沓の底面が平面なる時は $r_2=\infty$ なるを以て

$$r_1=\frac{9}{8\pi\sigma_c\left(\frac{1}{E_1}+\frac{1}{E_2}\right)}\sqrt{\frac{6R}{\pi\sigma_c}}\cdots\cdots(274a)$$

若し $E_1=E_2=E$ なる時は

$$r_1=\frac{E}{4\sigma_c}\sqrt{\frac{R}{\sigma_c}}\cdots\cdots(274b)$$

である。

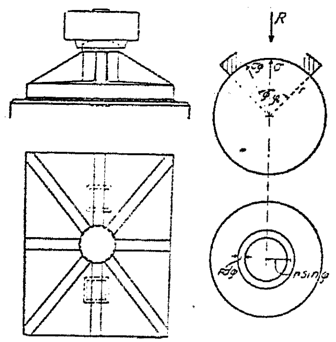
而して以上の如き線支承及點支承の場合には許容應力を多少高めてゐ

る，普通大約次の如き値を採用する。

鑄鐵に對して $f_c=4,000\text{kg/cm.}^2$

鑄鋼に對して $f_c=7,000\text{kg/cm.}^2$

第 6 3 4 圖



(ハ) **球面支承.**

上下沓の接觸面は同一半徑を有する凸凹球面に依つて接觸する支承であつて其の計算方法は承鉢の場合と同一である，乃ち第634圖に於て

$$\sigma_\varphi=\sigma\cos\varphi \cdots\cdots\cdots\cdots (275)$$

と假定すれば

$$R=\int_0^{\varphi_0}\sigma\cos\varphi\times 2r^2\pi\sin\varphi d\varphi\cos\varphi$$

$$=2\pi r^2\sigma\frac{1-\cos^3\varphi_0}{3} \cdots (276)$$

となる，而して普通 $\varphi_0=\frac{\pi}{4}$ と採るを以て

$$\left.\begin{array}{l} R=1.354r^2\sigma \\ r\geqq 0.85\sqrt{\dfrac{R}{f}} \end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots (277)$$

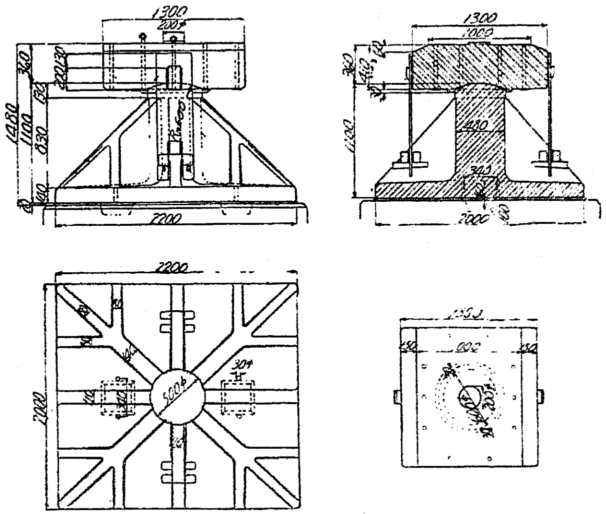
上式中 f……許容支壓應力.

となる，第635圖及第636圖は其の實例である。

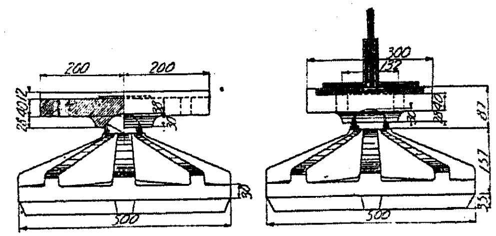
(*b*) **輾子** Roller.

桁橋の可動端は主要ならざる小徑間の橋梁を除いて凡て輾子を使用し桁の伸縮は專ら輾子の廻轉に依る，輾子の直徑は荷重を等布する爲最近漸次大なる寸法を使用する傾向がある，鐵道橋及市街橋に於ては15糎以上. 小なる鐵道橋及輕き公道橋に於ては10糎以上とする（鋼鐵道橋設計示方書第五十三條參照），形は主として圓形を使用し時には**缺圓輾子** Segmental roller を使用する事がある，缺圓輾子の高さは少くとも15糎以上とし鍛製 Forging に依つて製作する。

第 6 3 5 圖



第 6 3 6 圖



輾子の摩擦は直徑の小なるもの程大であつて其の摩擦係數 μ は

$$\mu=\frac{0.15}{d} \cdots\cdots\cdots\cdots (278)$$

上式中 d……輾子の直徑（糎）.

位のものである。

輾子の安全荷重は道路構造に關する細則第三十一條及鋼鐵道橋設計示方書第十一條に依り

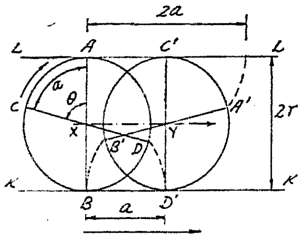
$$\left.\begin{array}{l} P=45d\ (\text{公道橋}) \\ \ \ =40d\ (\text{鐵道橋}) \end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(279)$$

上式中 d……輥子の直徑（糎）.

P……輥子の長の糎に對する安全荷重（瓩）.

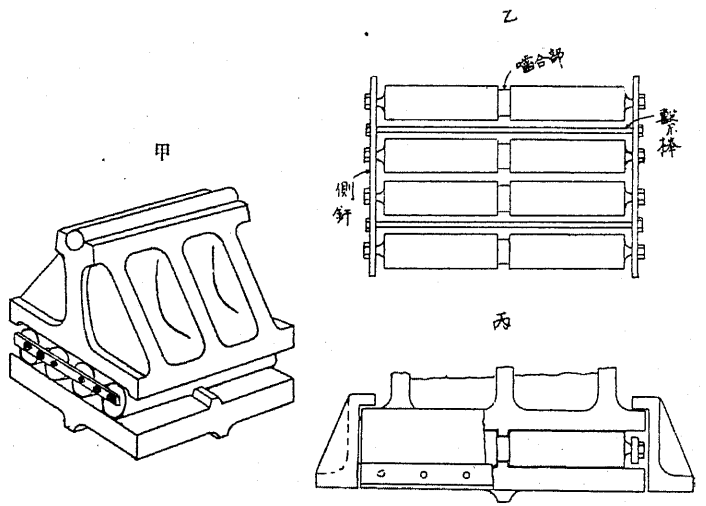
にして(279)式に依り P を計算し構の最大反力を除する時は輥子の所要全長を得る，而して之を適當なる長に割つて個數を求めるのである。

第637圖



第637圖に示すが如く輥子が X より Y に廻轉し其の廻轉角を θ とすれば底面 $K-K$ 上の廻轉距離 $a=r\theta$ にして上面 $L-L$ の可動距離は $2a=2r\theta$ である，故に(111)式に依つて計算せられたる構橋の徑間長に對する伸縮量 $\pm\delta$ に對して輥子の廻轉距離は $\pm\dfrac{\delta}{2}$ である，設計に際しては此の廻轉距離に 1.5 糎乃至 2.5 糎の余裕を兩端に付するのである，又輥子相互の間隔は約5粍とする。

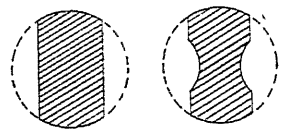
第638圖



輥子を數多列べて使用する時は輥子配置を地震其の他の原因に依つて亂されない樣輥子の中央部に於ける上下の嚙合せ Centre notch の外側釬 Side bar（或は Guide bar とも稱す）及繋棒 Tie rod を用ひ且雨水及塵埃の侵入を防止する目的を兼ねて輥子の上下を連絡する特殊なる鑄鋼製蓋を使用する，或は輥子を全部箱に入れてグリースを塡める事もある。

輥子の實際廻轉する範圍は上下接觸面附近僅かの圓周である，故に輥子を數多必要とする場合には**缺圓輥子**を使用し輥子の面積及沓の大さを節約する。

第639圖

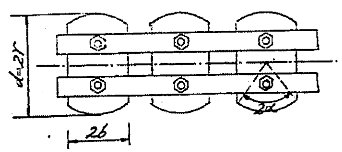


缺圓輥子の直徑≧15 cm.

同　上の幅員≧10 cm.

缺圓輥子を使用する場合の注意事項を列記すれば次の通りである。

第640圖



(1) 輥子は主構の伸縮に依る最大變位に對して顚覆しない丈の幅を必要とする。

$\pm\delta$ を可動端の最大變位とすれば之に伴う輥子の廻轉角 θ は

$$\theta=\frac{\delta}{d} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(280)$$

である，故に缺圓輥子の扇形角 2α は

$$\alpha \geqq \theta \text{ or } \frac{\delta}{d}$$

$$\sin\alpha \geqq \sin\theta$$

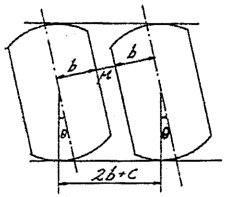
$$\frac{b}{r} \geqq \sin\frac{\delta}{d}$$

$$b \geqq r\sin\frac{\delta}{d} \text{ or } \frac{d}{2}\sin\frac{\delta}{d} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(281)$$

でなくてはならない。

(2)　可動端が最大變位をなしたる際にも尚輥子相互の間に多少の余裕（約 5 粍）を必要とする。

第 6 4 1 圖



第641圖に於て

$$2b+c=(2b+\mu)\sec\theta$$

なるを以て (280) 式を代用して

$$2b+c=(2b+\mu)\sec\frac{\delta}{d}\cdots\cdots(282)$$

(282) 式に於ける μ を約 5 粍として輥子相互の間隔を計算する。

(3)　輥子の廻轉角が α に達する以前に缺圓輥子の側面が接觸する樣にする。

第641圖に於て

$$2b+c=(2b+\mu)\sec\theta$$

である，然るに轉び得る範圍は $\pm\alpha$ なる故に $2b+c$ を輥子の最大間隔とすれば

$$2b+c=(2b+\mu)\sec\alpha$$

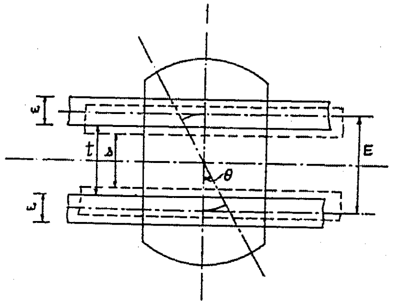
$$\mu=(2b+c)\cos\alpha-2b\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(283)$$

である，然るに輥子が α 丈廻轉する以前に缺圓輥子の側面が接觸するを以て (283) 式の μ は負數となる

$$\mu=(2b+c)\cos\alpha-2b<0$$

$$2b+c<2b\sec\alpha\cdots\cdots(284)$$

第 6 4 2 圖



(4)　側鈑を二本使用する場合輥子が θ 丈廻轉しない内に側鈑が接觸する事を避ける。

$$E\cos\theta\geqq\omega$$

$$(t+\omega)\cos\theta\geqq\omega$$

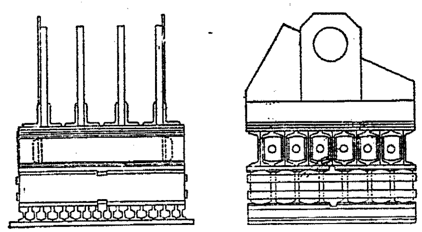
$$t+w\geqq\omega\sec\theta$$

$$t\geqq\omega\ (1+\sec\theta)\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(285)$$

(*c*)　**底鈑及輥子承臺** Bed plate and Roller pedestal.

輥子よりの荷重を下部構造に等布する爲第638圖に示すが如く底鈑を使用する，底鈑の大さは鈑桁橋の場合と同樣に決定せられ其の厚は 40 粍以下としない方が可い，底鈑の底面には十字形の凸溝を造り床石の凹溝に嵌め込み兩者の間隙を流し膠泥にて塡充する事も鈑桁橋と同樣である。

第 6 4 3 圖

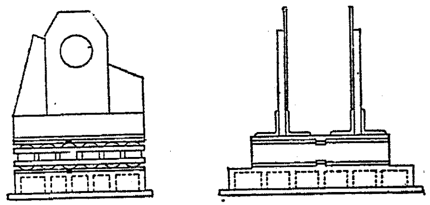


第643圖は輥子の下に之と直角の方向に工形鋼を列べて支承面を擴大したものである，尙第644圖に示す格子型の鑄鋼製承臺を使用する事もある。

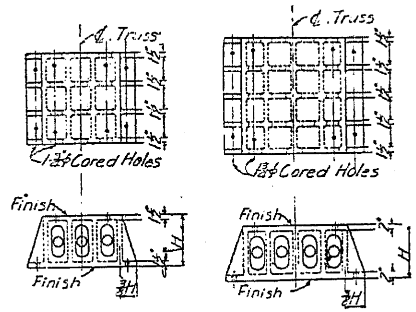
固定端に於ては輥子を使用せざるを以て下搖承沓の底部を胑鈑に代用し其の儘床石の上に碇置するか或は可動端同樣格子型鑄鋼製承臺を使用する，何れの場合に於ても固定端は可動端に比して輥子丈高さを異にするを以て若し固定端の下搖承沓或は承臺を輥子の高丈高く造れば下部構造の施行高を同一とする事が出來る。

第 6 4 4 圖

甲

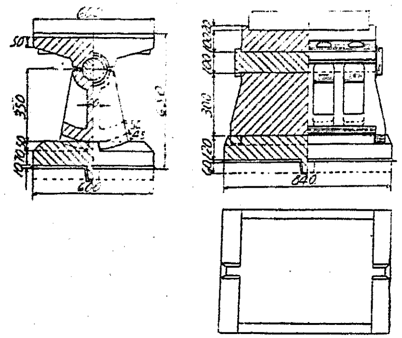


乙



(*d*) **振子承** Pendrum bearing.

第645圖



第645圖は輾子支承の更りに余り大ならざる徑間長に使用せられる可動端の構造である，乃ち徑間長の伸縮により振子が底鈑に設けられた溝に沿うて廻轉する樣になしたるものであつて振子の廻轉範圍は缺圓振子同樣に計算せられる。

(*e*) **鎮釘** Anchor bolt.

構橋支承を下部構造に碇着する爲に少くとも一支承に四本以上の鎮釘を使用する，而して其の直徑は 30 粍以上とし其の設計及構造は鈑桁橋の場合と全然同一である。

§ 110. 反り Camber.

鋼構橋は最大撓度を受けたる際載荷弦が水平以下とならない樣に反りを付ける，大なる徑間長の鋼構橋に於ては其の最大撓度は精確に計算せられるのである，乃ち或る假定荷重（多くの場合には死荷重及活荷重の合計，非常に大なる徑間長の場合には死荷重及活荷重の半分）に對する各部力の應力 S を計算する時は其の部材の伸縮量 ΔL は

$$\Delta L=\frac{SL}{EA} \quad \cdots\cdots(286)$$

上式中 E…………部材の彈性係數.

A…………部材の斷面積.

L…………部材長.

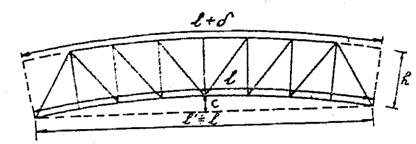
に依つて計算せられ且徑間長の中央に於ける反り c は

$$c=\Sigma\frac{\bar{S}S}{EA}L \quad \cdots\cdots(287)$$

上式中 $\bar{S}$……徑間の中央に單一荷重せる場合の各部材の應力にて求める事が出來る，故に最初各部材の長を (286) 式にて與へられる値丈反對に加減して (287) 式にて與へられる値丈の反りを付する，然る時は構橋が假定荷重を受けたる時初めて幾何的形狀を保つ結果となる。

以上の如き精密なる計算は普通の直弦構に於ては試みられず多くの實例は § 97 に於て既述せられたと同樣に反りを $\frac{c}{l}$ 又は上弦材を下弦材に比して長くする其の割合を以て表し凡て格點は同心圓上にあるものとして取扱はれる。

第646圖



第646圖に於て $\frac{c}{l}$ は(226)式に依つて

$$\left.\begin{aligned}\frac{c}{l}&=\frac{\delta}{8h}\\ \delta&=\frac{8ch}{l}\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(288)$$

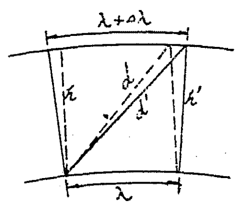
である，而して普通 $\delta=0.001l$ 位が標準である，又 $\frac{h}{l}$ は $\frac{1}{5}$ 乃至 $\frac{1}{8}$ なるを以て

$$\frac{c}{l}=\frac{1}{1,600}\sim\frac{1}{1,000} \quad \cdots\cdots(289a)$$

である，或は近似的に

$$\frac{c}{l}=\frac{5}{192}\frac{P}{EA}\left(\frac{l}{h}\right)^2 \quad \cdots\cdots(289b)$$

第647圖



上式中 P……假定荷重.

A……弦材の平均斷面積.

なる式を以て反りを計算する事もある。

且第647圖に於て對角材の長は梯形と假定して計算せられる，乃ち

$$d'=\sqrt{h'^2+(\lambda+\frac{\Delta\lambda}{2})^2}=\sqrt{h^2-(\frac{\Delta\lambda}{2})^2+(\lambda+\frac{\Delta\lambda}{2})^2}$$

$$=\sqrt{h^2+\lambda^2+\lambda\Delta\lambda}$$

$$d'=\sqrt{d^2+\lambda\Delta\lambda} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(290)$$

である。

曲弦構に於ては多くの實例は徑間長大なるを以て(286)式及(287)式に依つて部材長を加減し中央の反りを計算した方が可い。

第11節 鋼構橋設計實例 (拔萃)

§ 111. 鋼構橋設計實例.(公道橋)

(1) **設計條項.**

徑間長……53.0m.

格間數……10

幅 員……81.5(尺)

内ゝ車道………54.0(尺)

各側步道…13.75(尺)

構型……プラツト型曲弦構.

中央の高…10.0m.

腰吊材の高…6.8m.

活荷重

群衆荷重……500kg/m.² (車道)

400kg/m.² (步道)

自動車荷重…12.0T

電車荷重……30.00 T 電車二輛連絡.

準用規定……道路構造に關する細則.

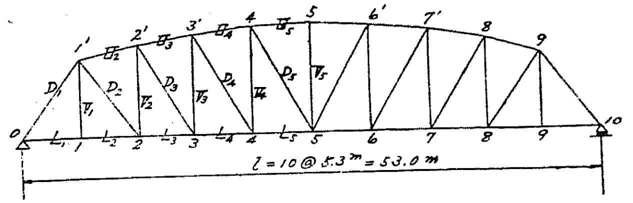
(2) **床張及床部構造.**

床張及床部の設計方法は §65 に於て既述せられたと同一なるを以て之を省略する。

(3) **主構の設計.**

(a) 曲弦構の寸法.

第 6 4 8 圖



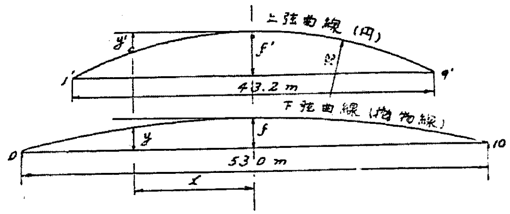
上弦の曲線は圓弧にして

1—1′ の高……6.8m.

5—5′ の高……10.0m.

とする，但し下弦材も亦外觀上 $\frac{1}{60}$ 拋物線となし上下弦材共格點間は直線とする。

第 6 4 9 圖



$$f'=10.0-6.8=3.2\text{m}.$$

$$R=\frac{l^2+f'^2}{2f'}=\frac{21.2^2+3.2^2}{2\times3.2}=71.825\text{m}.$$

$$f=\frac{26.5}{60}=0.442\text{m.}$$

$$\lambda=5.3\text{m.}$$

(*b*) 各部材の應力.

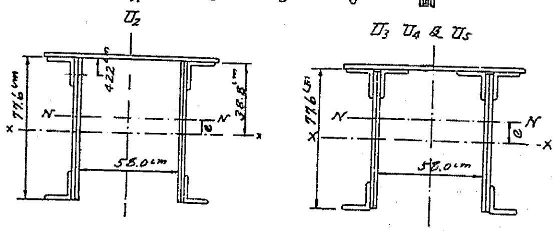
各部材の應力は第 40 表に示す値となるものとする。

第 4 0 表

部材	名稱	死荷重 應力 瓩	活荷重應力 最大 瓩	活荷重應力 最小 瓩	合成應力 最大 瓩	合成應力 最小 瓩	設計 應力 瓩	設計 部材 瓩
下弦材	$L_1=L_2$	+325,480	+156,080	0	+481,560	+325,480	+481,560	抗張材
〃	L_3	+488,260	+234,130	0	+722,390	+488,260	+722,390	〃
〃	L_4	+570,350	+273,500	0	+843,850	+570,350	+843,850	〃
〃	L_5	+614,510	+294,680	0	+909,190	+614,51	+909,190	〃
上弦材	U_2	−505,440	−242,380	0	−747,820	−505,440	−747,820	抗壓材
〃	U_3	−580,360	−278,300	0	−858,660	−580,360	−858,660	〃
〃	U_4	−618,300	−296,500	0	−914,800	−618,300	−914,800	〃
〃	U_5	−628,610	−301,440	0	−930,050	−628,610	−930,050	〃
端柱	D_1	−665,650	−319,200	0	−984,850	−665,650	−984,840	〃
對角材	D_2	+258,000	+133,900	−10,180	+391,900	+247,820	+391,900	抗張材
〃	D_3	+146,680	+101,030	−30,690	+247,710	+115,990	+247,71	〃
〃	D_4	+ 85,520	+ 82,270	−41,260	+167,790	+ 44,260	+167,790	〃
〃	D_5	+27,770	+ 68,490	−55,170	+ 96,260	− 27,400	+109,960	〃
							− 41,100	抗壓材
垂直材	V_1	+ 90,630	+ 43,460	0	+134,090	+ 90,030	+134,090	抗張材
〃	V_2	−120,570	− 57,480	+14,080	−178,050	−106,490	−178,050	抗壓材
〃	V_3	− 58,890	− 37,410	+23,660	− 96,300	− 35,230	− 96,300	〃
〃	V_4	− 7,150	− 25,300	+37,410	− 32,450	+ 29,210	+43,820 / −47,060	抗張材 / 抗壓材
〃	V_5	− 16,210	+ 22,260	0	+ 38,470	+ 16,210	+ 38,470	抗張材

(*c*) 斷面決定.

第 6 5 0 圖



(イ) 上弦材 U_2

斷面		總斷面積 cm.²
1*Cov Pl*	990×19	188.1
4*Ls*	150×150×15	42.75×4=171.0
2*WebPls*	760×16	121.6×2=243.2
2*WebPls*	760×16	=243.2
		845.5

$$e=\frac{188.1\times39.75}{845.5}=8.83\text{ cm.}$$

物量力率の計算.

1 *Cov Pl* 990×19 $\quad \frac{96\times1.9^3}{12}=56.59\text{ cm.}^4$

4 *Ls* 150×150×15 $\quad 4\times889=3,556.00\text{ cm.}^4$

2 *Web Pls* 760×16 $\quad 2\times\frac{1.6\times76^3}{12}=117,060.27\text{ cm.}^4$

2 *Web Pls* 760×16 $\quad 2\times\frac{1.6\times76^3}{12}=117,060.27\text{ cm.}^4$

$$\Sigma=237,733.13\text{ cm.}^4$$

1 *Cov Pl* $\quad 188.1\times30.92^2=179,832.33\text{ cm.}^4$

2 *Ls* $\quad 85.5\times25.75^2=56,691.84\text{ cm.}^4$

2 *Ls* $\quad 85.5\times43.41^2=161,118.60\text{ cm.}^4$

2 *Web Pls* $\quad 243.2\times8.83^2=18,962.30\text{ cm.}^4$

2 *Web Pls* $\quad 243.2\times8.83^2=18,962.30\text{ cm.}^4$

$$\Sigma=435,567.37\text{ cm.}^4$$

$$I_{n-n}=237,733.13+435,567.37=673,300.50\text{ cm.}^4$$

最小環動半徑 $\quad r=\sqrt{\frac{673,300.50}{845.5}}=\sqrt{796.33}=28.2\text{cm.}$

部材長 $\quad l=\lambda\times\sec\beta=1.035\times530$

$$=548.7\text{cm.}$$

許容强度……$1{,}500\left(1-0.005\dfrac{l}{r}\right)=1{,}500\left(1-0.0055\times\dfrac{548.7}{28.2}\right)$

$$=1{,}399.5\text{kg/cm.}^2\geqq1{,}000\text{kg/cm.}^2$$

U_2 の最大應力……$\overline{U}_2=-741{,}820$ kg.

U_2の實際最大應力度 $\sigma_0=\dfrac{747.820}{845.5}=880\text{kg/cm.}^2$

(ロ) U_3, U_4 及 U_5

斷 面		總斷面積 cm.²
1 *Cov Pl*	990×19	188.1
6 *Ls*	150×150×15	42.75×6=256.5
2 *Web Pls*	760×16	121.6×2=243.2
2 *Web Pls*	760×16	=243.2
		931.0

$$e=\frac{188.1\times39.75+85.5\times34.58}{931}=11.21\text{ cm.}$$

物量力率の計算

1 *Cov Pl*		56.59 cm.⁴
6 *Ls*	150×150×15	889×6=5,334.00 cm.⁴
2 *Web Pls*	760×16	117,060.27 cm.⁴
2 *Web Pls*	760×16	117,060.27 cm.⁴
		Σ=239,511.13 cm.⁴

1 *Cov Pl*	188.1×28.54²=153,213.39 cm.⁴
4 *Ls*	171.0×23.37²= 93,392.83 cm.⁴
2 *Ls*	85.5×45.79²=179,270.92 cm.⁴
4 *Web Pls*	486.4×11.21²= 61,123.02 cm.⁴
	Σ=487,000.16 cm.⁴

$$I_{n-n}=239{,}511.13+487{,}100.16=726{,}511.29\text{cm.}^4$$

最小環動半徑 $r=\sqrt{\dfrac{726{,}511.29}{931}}=\sqrt{780.36}=27.9$ cm.

部材長 $l=530\times1.006=533.27$ cm.

許容强度 $=1{,}500\left(1-0.0055\dfrac{l}{r}\right)$

$$=1{,}500\left(1-0.0055\times\frac{533.27}{27.9}\right)=1{,}342.5\text{ kg/cm.}^2\geqq1{,}000\text{ kg/cm.}^2$$

U_3 の最大應力$=-854{,}660$ kg.

U_4 の最大應力$=-914{,}800$ kg.

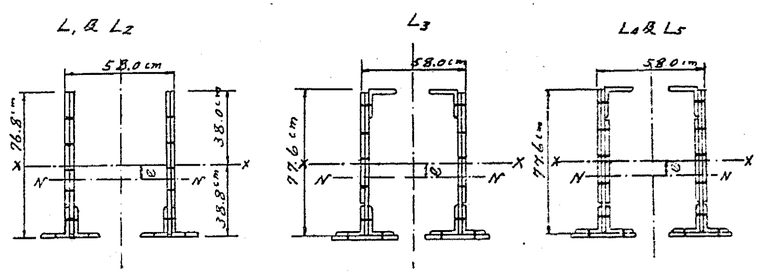
U_5 の最大應力$=-930{,}050$ kg.

U_3 の實際最大應力度 $\sigma_0=\dfrac{858{,}660}{931}=920\text{ kg/cm.}^2$

U_4 の實際最大應力度 $\sigma_0=\dfrac{914.800}{931}=990\text{ kg/cm.}^2$

U_5 の實際最大應力度 $\sigma_0=\dfrac{930{,}050}{931}=1{,}000\text{ kg/cm.}^2$

第 6 5 1 圖



(ハ) L_1 及 L_2

斷 面		總斷面積 A_g cm.²	控除斷面積 cm.²	純斷面斷 cm.²
2 *Web Pls*	760×16	243.2	10×1.6×2.5	203.2
2 *Web Pls*	615×16	196.8	8×1.6×2.5	164.8
4 *Ls*	150×150×15	171.0	8×1.6×2.5	139.0
				507.0

$$e=\frac{139.0\times34.58-164.8\times7.25}{507.0}$$

$=7.12$cm.

L_1 及 L_2 の最大應力 $=+481,560$ kg.

L_1 及 L_2 の實際最大應力度 $\sigma_0=\dfrac{481,560.0}{507.0}=950$ kg/cm.^{2}

(ニ) L_3

斷 面		A_g (cm.^{2})	控除斷面積	A_n (cm.^{2})
2*Web Pls*	760×16	243.2	−10×1.6×2.5	203.0
2*Web Pls*	615×16	196.8	− 8×1.6×2.5	164.8
6*Ls*	150×150×15	256.5	−10×1.6×2.5	216.5
2*Pls*	340×16	108.8	− 4×1.6×2.5	97.8
				682.3

$$e=\frac{(85.5-4\times1.6\times2.5)\times34.58-164.8\times7.25+97.8\times39.75}{682.3}$$

$=7.46$ cm.

L_3 の最大應力 $=+722,390$ kg.

L_3 の實際最大應力度 $\sigma_0=\dfrac{722,390}{682.3}$

$=1,060$ kg/cm.^{2}

(ホ) L_4 及 L_5

斷 面		A_g (cm.^{2})	控除斷面積	A_n (cm.^{2})
2*Web Pls*	760×16	243.2	−10×1.6×2.5	203.2
2*Web Pls*	615×16	196.8	− 8×1.6×2.5	164.8
6*Ls*	150×150×15	256.5	− 6×1.6×2.5	126.4
2*Web Pls*	470×16	150.4	− 6×1.6×2.5	126.4
2*Pls*	340×16	108.8	− 4×1.6×2.5	97.8
				808.7

$e=7.46$ cm.

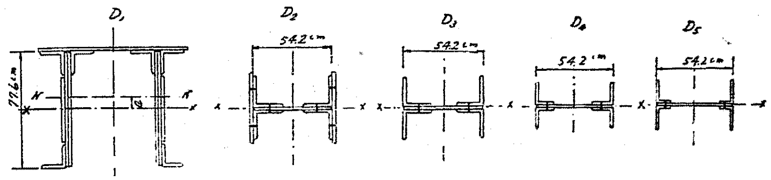
L_4 の最大應力 $=+843,850$ kg.

L_5 の最大應力 $=+909,190$ kg.

L_4 の實際最大應力度 $\sigma_0=\dfrac{843,850}{808.7}=1,040$ kg/cm.^{2}

L_5 の實際最大應力度 $\sigma_0=\dfrac{909,190}{808.7}=1,120$ kg/cm.^{2}

第 6 5 2 圖



(ヘ) D_1

斷 面		總斷面積 A (cm.^{2})
1*Cov Pl*	990×19	188.1
6*Ls*	150×150×15	42.75×6=256.5
4*Web Pls*	760×16	121.6×4=486.4
2*Web Pls*	470×16	150.4
2*Web Pls*	615×16	184.0
		1,265.4

$$e=\frac{188.1\times39.75+85.5\times34.58-184.0\times7.25}{1,265.4}$$

$=7.20$ cm.

物量力率の計算

1 *Cov Pl* 990×16 $\dfrac{99\times1.9^3}{12}=56.59$ cm.^{4}

6 *Ls* 150×150×16 $6\times889=5,334.00$ cm.^{4}

4 *Web Pls* 760×16 $4\times\dfrac{1.6\times76^3}{12}=234,120.54$ cm.^{4}

2 *Web Pls* 470×16 $2\times\dfrac{1.6\times47^3}{12}=27,686.13$ cm.^{4}

2 *Web Pls* 615×16 $2\times\dfrac{1.6\times61.5^3}{12}=38,768.06$ cm.^{4}

$\Sigma=305,965.32$cm.^{4}

1 *Cov Pl*	188.1×32.55^2	$=199,292.42$ cm.^{4}
4 *Ls*	171.0×27.38^2	$=128,192.61$ cm.^{4}
2 *Ls*	$85.5\ \times41.78^2$	$=149,246.10$ cm.^{4}
2 *Web Pls*	$150.4\times\ 7.20^2$	$=\ \ 7,796.74$ cm.^{4}
2 *Web Pls*	$184.0\times(7.25+7.2)^2$	$=\ 38,410.46$ cm.^{4}
4 *Web Pls*	$486.4\times\ 7.20^2$	$=\ 25,214.98$ cm.^{4}
		$\Sigma 548,153.31$ cm.^{4}

$$I_{n-n}=305,965.32+548,153.31=854,118.63\ \text{cm.}^4$$

最小環動半徑　$r=\sqrt{\dfrac{854,118.63}{1,265.4}}=\sqrt{674.9}=25.9$ cm.

部材長　$l=530\times1.627=862$ cm.

許容應力度　$=1,500(1-0.0055\dfrac{l}{r})=1,500(1-0.0055\times\dfrac{862}{25.9})$

$=1,200\text{kg/cm.}^2\geqq1,000\text{kg/cm.}^2$

D_1 の實際最大應力　$=-984,850$ kg.

D_1 の實際最大應力度　$\sigma_0=\dfrac{984\,850}{1,265.4}=780$ kg/cm.^{2}

（ト）　D_2

断　面		総断面積 A_g (cm.^{2})	控除断面積	純断面積 A_n (cm.^{2})
2 *Cov Pls*	450×16	72×2=144	− 8×1.6×2.5	112
4*Ls*	200×200×20	76×4=304	−16×2.0×2.5	224
1*Web Pl*	530×12	63.6	− 4×1.7×2.5	51.6
				337.6

D_2 の實際最大應力　$=+391,900$ kg.

D_2 の實際最大應力度　$\sigma_0=\dfrac{391,900}{387.6}=1,010$ kg/cm.^{2}

（チ）　D_3

断　面		A_g (cm.^{2})	控除断面積	A_n (cm.^{2})
4*Ls*	200×200×20	76.0×4=304.0	−8×2.0×2.5	264.0
1*Web Pl*	530×12	63.6	−4×1.2×2.5	51.6
				315.6

D_3 の最大應力　$=+247,710$ kg.

D_3 の實際最大應力度　$\sigma_0=\dfrac{247,710}{315.6}=790$ kg/cm.^{2}

（リ）　D_4

断　面		A_g (cm.^{2})	控除断面積	A_n (cm.^{2})
4*Ls*	150×150×15	42.75×4=171.0	−8×1.5×2.5	141.0
1*Web Pl*	530×12	63.6	−4×1.2×2.5	51.6
				192.6

D_4 の最大應力　$=+167,790$

D_4 の實際最大應力度　$\sigma_0=\dfrac{167,790}{192.6}=870$ kg/cm.^{2}

（ヌ）　D_5

断　面		A_g (cm.^{2})	控除断面積	A_n (cm.^{2})
4*Ls*	175×90×15	37.5×4=150.0	−4×1.5×2.5	135.0
1*Web Pl*	530×12	63.6	−2×1.2×2.5	57.6
		213.6		192.6

尙本部材は交番應力を受けるを以て其の設計應力を計算する（對材を使用せざるものとす）.

$$+D_5=96,260+\frac{1}{2}\times27,400=109,960\ \text{kg.}$$

$$-D_5=27,400+\frac{1}{2}\times27,400=\ 41,100\ \text{kg.}$$

故に抗壓材としての許容應力を計算する.

斷面		物量力率 cm⁴.
$4Ls$	$175\times90\times15$	$\begin{cases}4\times1{,}162 = 4{,}648\\ 4\times37.5\times(6.28+0.6)^2=7{,}100.16\end{cases}$
$1Web\ Pl$	530×12	$\dfrac{53\times1.2^3}{12} = 7.63$
		11,755.79

最小環動半徑 $r=\sqrt{\dfrac{11{,}755.79}{213.6}}=7.4\text{cm.}$

部材長 $l=823\text{cm.}$

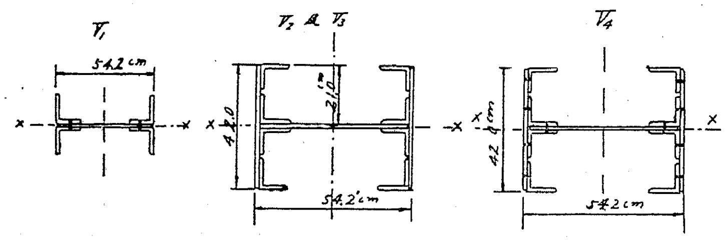
許容應力 $=1{,}500\left(1-0.0055\times\dfrac{823}{7.4}\right)=585\text{kg/cm.}^2$

實際最大應力度 $\sigma_0=\dfrac{41{,}100}{213.6}=18\text{kg/cm.}^2$

尙抗張材として設計する.

實際最大應力度 $\sigma_0=\dfrac{109{,}960}{192.6}=570\text{kg/cm.}^2$

第 6 5 3 圖



(ル) V_1

斷面		A_g (cm.²)		A_n (cm.²)
$4Ls$	$150\times150\times15$	171.0	$-8\times1.5\times2.5$	141.0
$1Web\ Pl.$	530×12	63.6	$-4\times1.2\times2.5$	51.6
				192.6

V_1 の最大應力 $=+134{,}090\text{ kg.}$

V_1 の實際最大應力度 $\sigma_0=\dfrac{134{,}090}{192.9}=700\text{ kg/cm.}^2$

(ヲ) V_2 及 V_3

斷面		A_g (cm.²)
$8Ls$	$100\times100\times10$	$8\times19=152.0$
$1Web\ Pl$	530×9	47.7
$2Cov\ Pl$	420×9	37.8
		237.5

斷面		物量力率 (cm.⁴)
$4Ls$	$100\times100\times10$	$\begin{cases}4\times174.5 = 698.0\\ 4\times19\times(2.81+0.45)^2= 807.70\end{cases}$
$1Web\ Pl$	530×9	$\dfrac{53\times0.9^3}{12} = 3.22$
$2Cov\ Pls$	420×9	$\dfrac{0.9\times42^3}{12}\times2=11{,}113.20$
$4Ls$	$100\times100\times10$	$\begin{cases}4\times174.5 = 698.0\\ 4\times19\times18.19^2 =25{,}146.58\end{cases}$
		$I=38{,}466.70$

最小環動半徑 $r=\sqrt{\dfrac{38{,}466.70}{237.5}}=12{,}7\text{cm.}$

部材長 $l=790\text{cm.}$ (V_2). 880 cm. (V_3).

V_2 の許容應力 $=1{,}500\left(1-0.0055\times\dfrac{790}{12.7}\right)=990\text{kg/cm.}^2$

V_2 の實際最大應力度 $\sigma_0=\dfrac{178{,}56}{237.5}=750\text{kg/cm.}^2$

V_3 の許容應力 $=1{,}500\left(1-0.0055\times\dfrac{880}{12.7}\right)=930\text{kg/cm.}^2$

V_3 の實際最大應力度 $\sigma_0=\dfrac{96{,}300}{237.5}=410\text{kg/cm.}^2$

(ワ) V_4 (V_2—V_3 と同一斷面を使用す)

交番應力を受けるを以て設計應力を計算する.

$$+V_4=29{,}210+\frac{29{,}210}{2}=43{,}820\text{kg.}$$

$$-V_4=32{,}450+\frac{29{,}210}{2}=47{,}060\text{kg.}$$

純斷面積　$A_n=237.5-(2.9\times2+1.9\times8)\times2.5=205.0\text{cm.}^2$

抗張材として

實際最大應張强度　$\sigma_0=\frac{43{,}820}{205.0}=210\text{kg/cm.}^2$

抗壓材として

實際最大應壓强度　$\sigma_0=\frac{47{,}060}{237.5}=200\text{kg/cm.}^2$

許容應壓强度　$=1{,}500(1-0.0055\times\frac{940}{12.7})=885\ \text{kg/cm.}^2$

(*d*) 格點接合鋲.

接合鋲の强度 .....2,851kg. (22 粍鋲現場打單剪斷强)

D_1 の格點接合鋲數を計算する.

1*Cov Pl*　990×19　の實際應力$=99\times1.9\times780=146{,}720$kg.

接合鋲數$=\frac{146{,}720}{2{,}851}=47$

1*L*　150×150×15　の實際應力$=42.75\times780=33{,}350$kg.

接合鋲數$=\frac{33{,}350}{2{,}851}=12$

1*Web Pl*　760×16　の實際應力$=121.6\times780=94{,}850$kg.

接合鋲數$=\frac{94{,}850}{2{,}851}=39$

1*Web Pl*　470×16　の實際應力$=75.2\times780=58{,}660$kg.

接合鋲數$=\frac{58{,}660}{2{,}851}=21$

1*Web Pl*　615×16　の實際應力$=92.0\times780=71{,}760$kg.

接合鋲數$=\frac{71{,}760}{2{,}851}=26$

以下同樣にして接合鋲數を求める。

(*e*) 横綾構及橋門構.

プラット構として計算せられ其の風荷重は第二十二條に依り

載荷弦に於ては　$400+15\times3=445$kg/m.

無轉荷弦に於ては　$200+15\times3=245$kg/m.

とし下弦材（載荷弦）に於ては凡ての風荷重は風上の構のみに載荷するものとし上弦材（無載荷弦）に於ては對傾綾構に依つて其の格點荷重は風上及風下兩構に等分せられるものとする，尙横綾構の斷面は風壓に依つて決定せられる事頗る稀にして主として$\frac{l}{r}$の規定及地震荷重に依つて多く決定せられる事は前述の通りである。

橋門構に於て端柱は風壓等に因り彎曲率の影響を受ける，若し横荷重に因る應力を端柱の死活荷重應力（撃衝を含む）に加算する場合には第三十七條の規定に依り其の許容應力を 25% 增加する事が出來る，而して多くの實例に於て横荷重に依る應力を加算したが爲斷面の增加を必要とする事は殆ど無い。

(*f*) 端支承.

最大反力　$R_0=670{,}450$kg. に對し所要搖承鋲の直徑 d は (257) 式に依り　$b=100$cm.　$\sigma_0=1{,}000\text{kg/cm.}^2$ とすれば

$$d\geqq\frac{1.6\times670.450}{1{,}000\times100}\text{ or }10.7\text{ cm.}$$

となる。

輥子は直徑 20 糎にして幅 15 糎の缺圓輥子を 7 本使用するものとすれば其の所要全長 l は

$$l=\frac{670{,}450}{45\times20}=745\text{cm.}$$

一本の所要長　$l_1=\frac{745}{7}=106.4$cm.

輥子の移動距離　$=\pm\frac{0.75\times53}{2}=\frac{40}{2}=\pm20$mm.

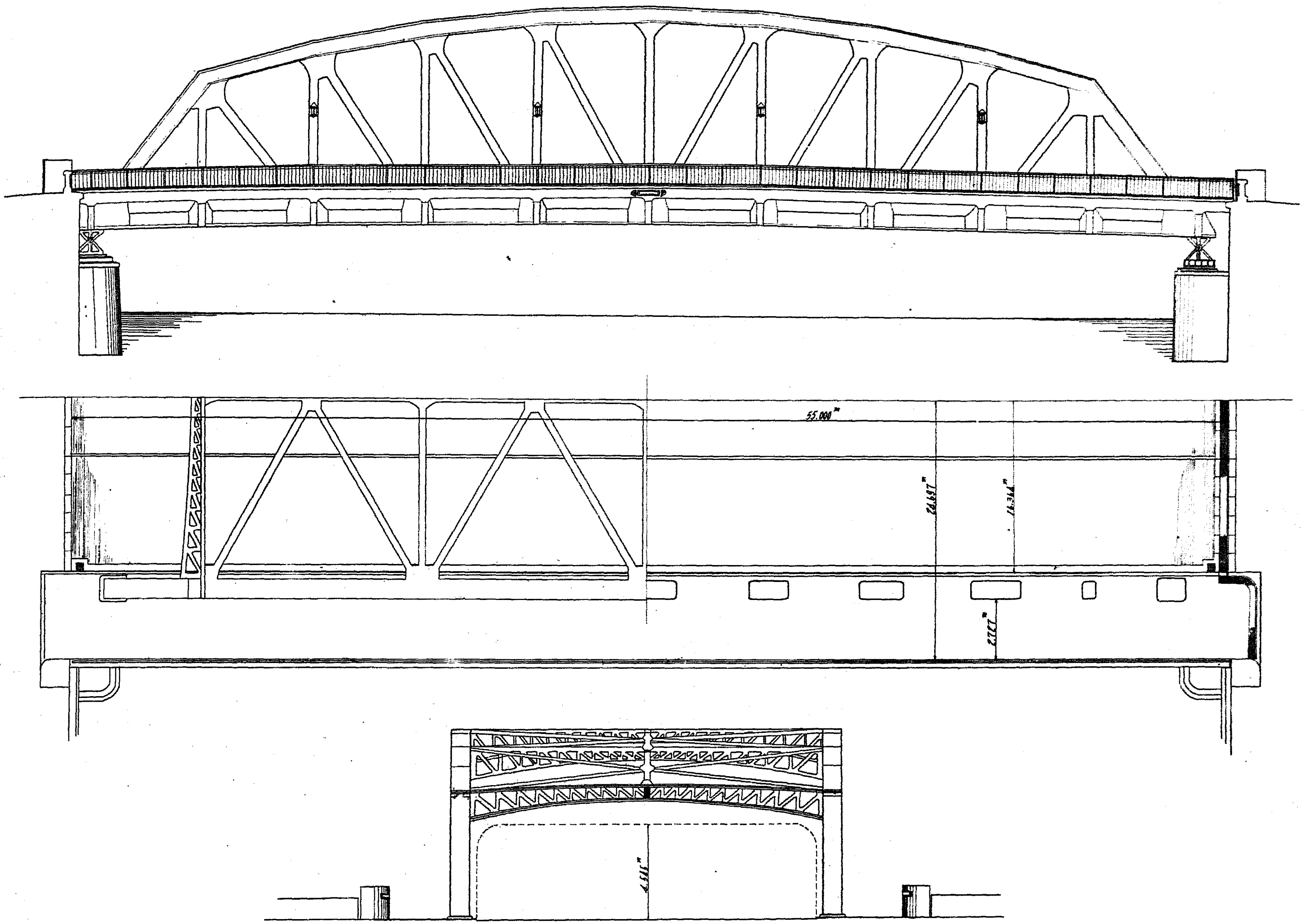
所要支承面積　$=\frac{670{,}450}{45}=1{,}490\text{ cm.}^2$

（終）.

附圖 2

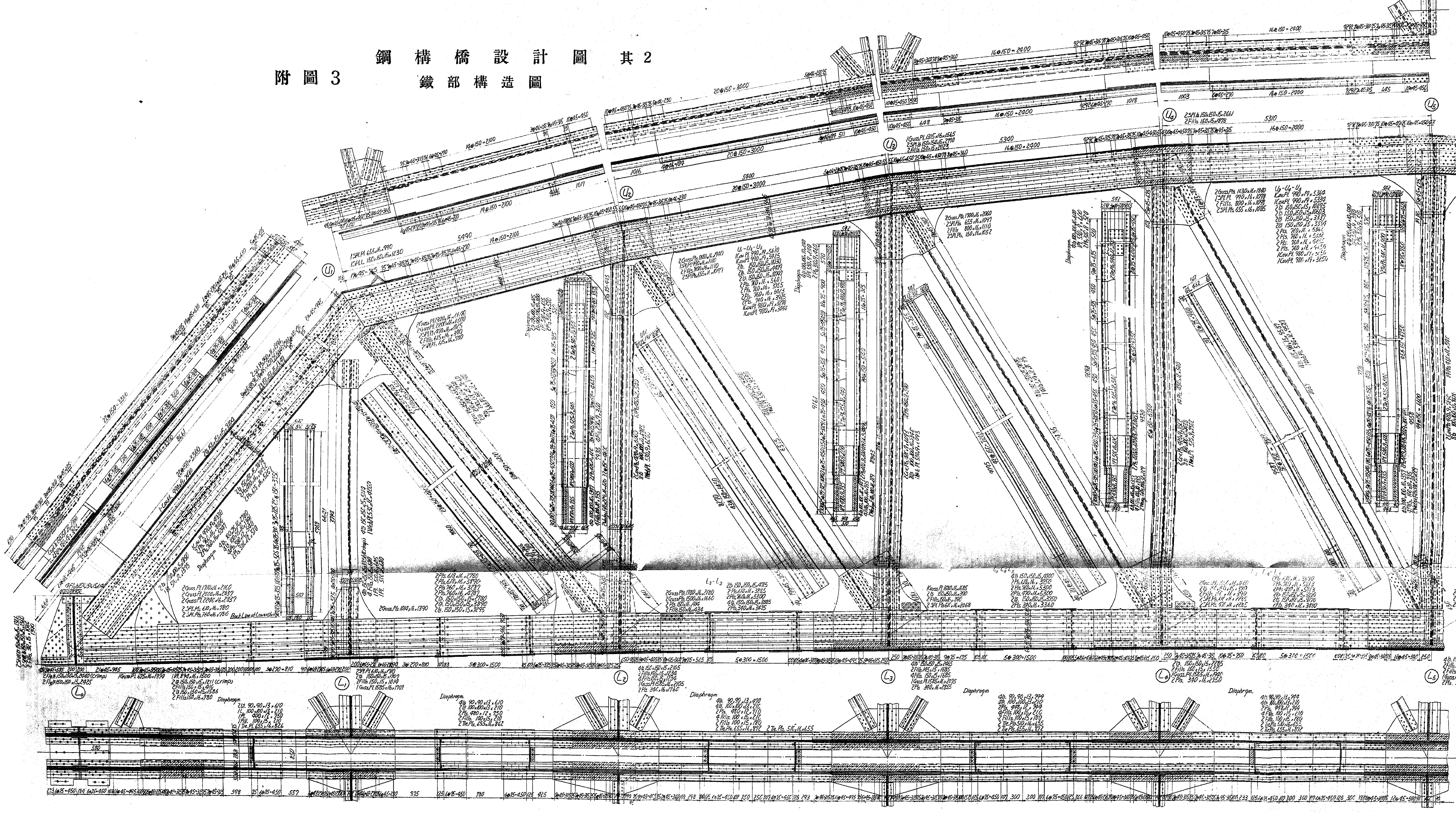
鋼構橋設計圖　其1

一般構造圖



附圖3　鋼構橋設計圖　其2

鐵部構造圖

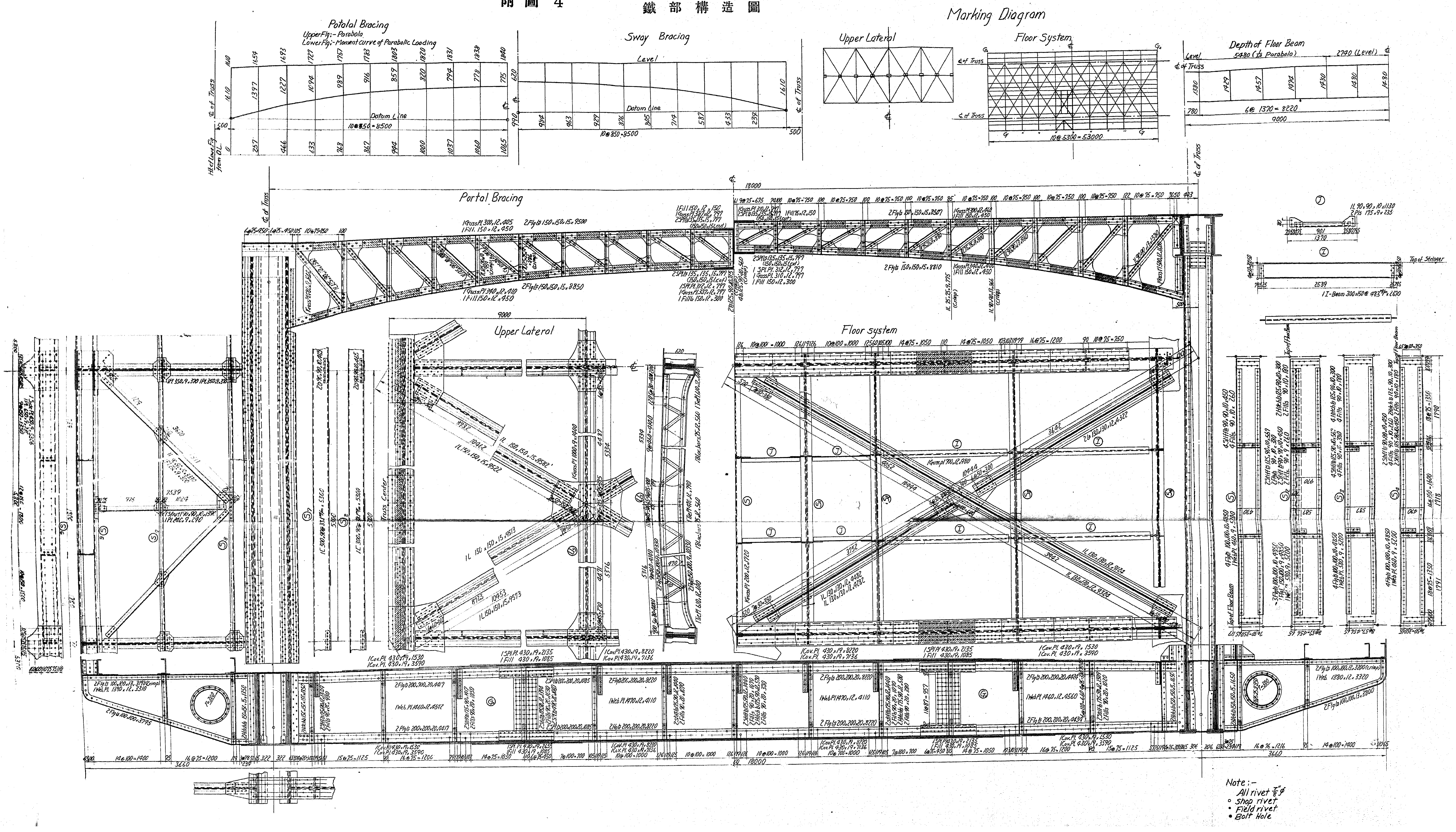


General Note ;
All rivets 22 φ
- Shop rivet
- Field rivet
- Shop rivet farside counter sunk

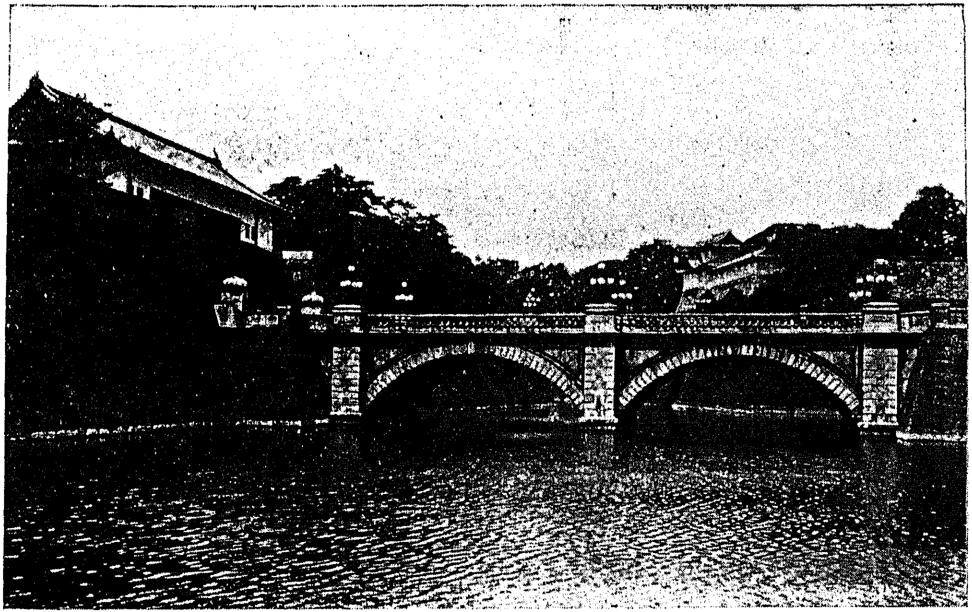
鋼構橋設計圖　其3

附圖 4

鐵部構造圖

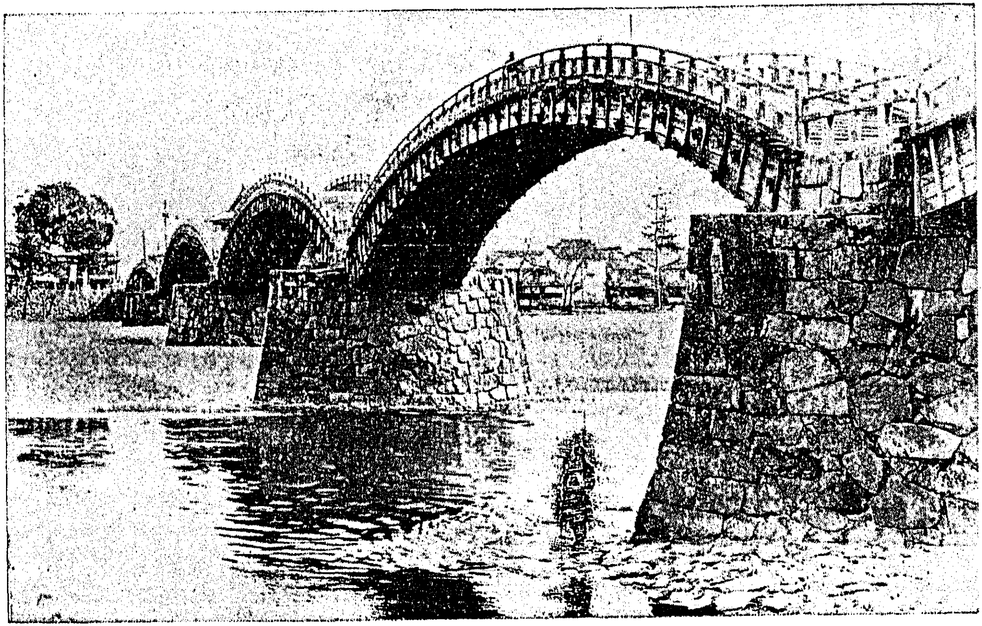


第一圖



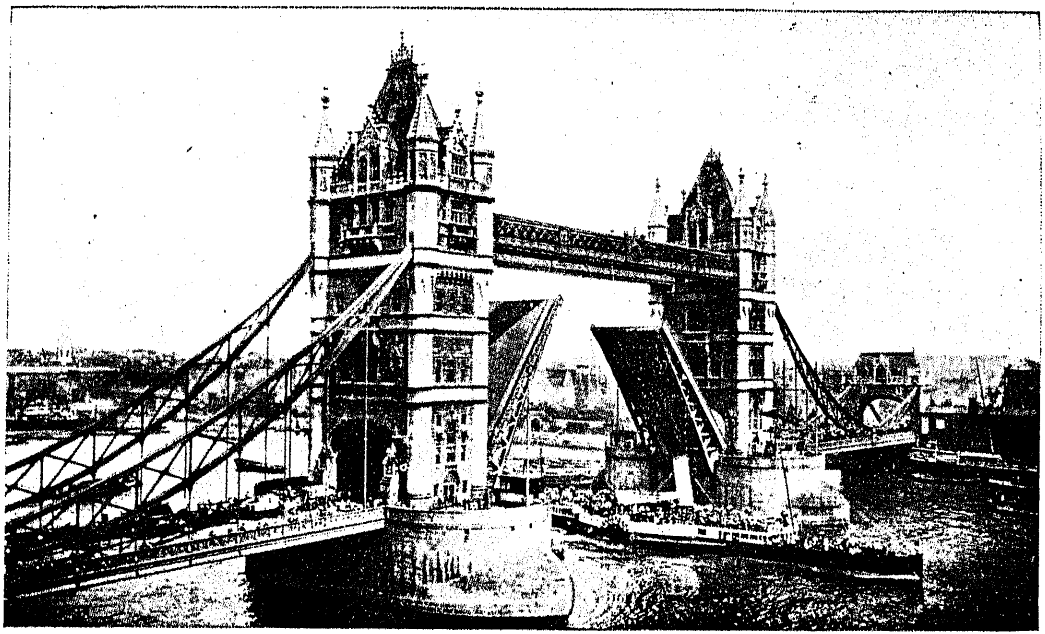
宮城二重橋

第二圖



周防岩國錦帶橋

第三圖

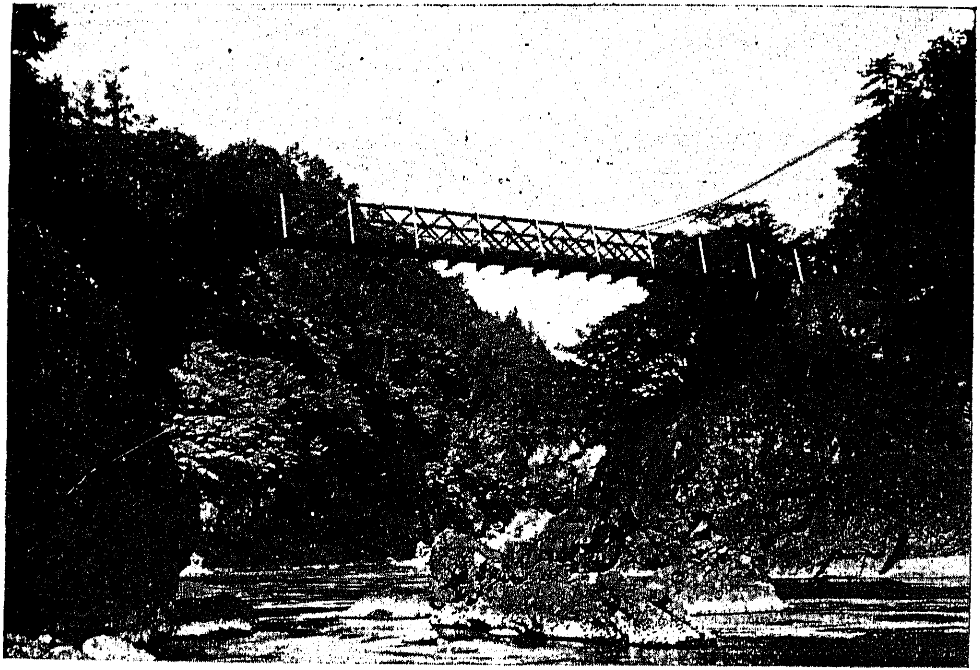


英國ロンドン・タワー橋

第四圖

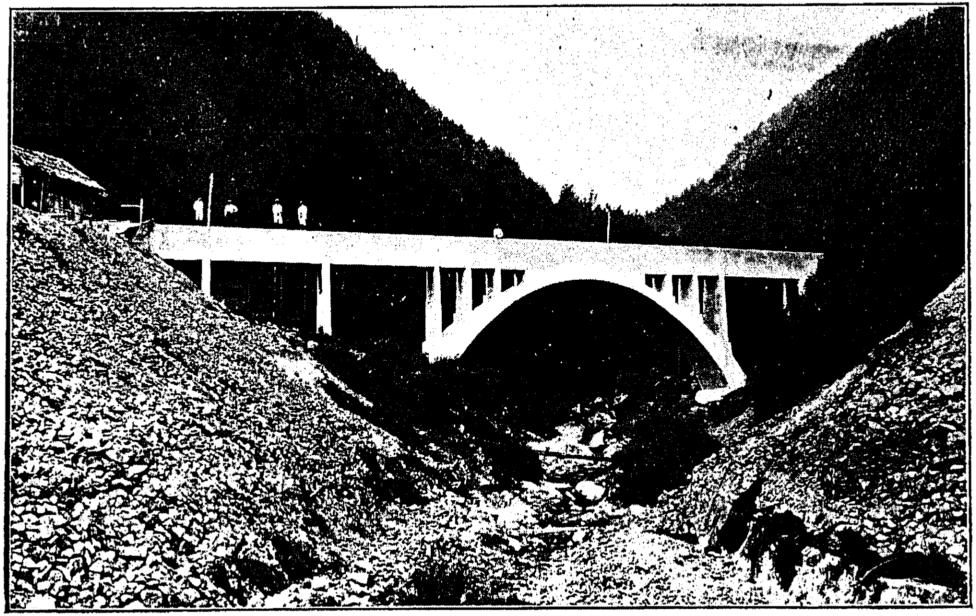
甲斐猿橋

第五圖



信濃久米路橋

第六圖



東邦電力、伊勢雲出川水路橋　主徑間七十二呎、全長百三十八呎

山路工業事務所施工　（大正八年竣工）