

# 論 說 報 告

第 29 卷 第 9 號 昭和 16 年 9 月

## 某 水 路 橋 に 就 いて

正會員 内 海 清 温\*

目	次
1. 概 説……………668	4. 環 桁……………676
2. 橋梁の型式に就て……………670	5. ト ラ ス……………682
3. 水路鋼管……………672	6. 架設工事状況……………688

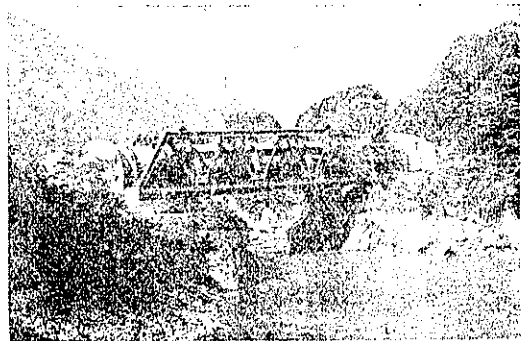
### 1. 概 説

河幅 300~500 m に及ぶ大河川を横断して發電用水路を導くに當り、川中島の存在する地點を選び各種の工法を合せ採用した一例を記述し、その中特に水路橋に關して詳説せんとするものである。當該地點は兩岸及び川中島の一部に岩盤が露出して居り、しかも河流は僅か 30 m の幅に狭まつた左岸と川中島の間を深く岩肌を洗つて

圖-1 (1). 「〇〇風景」架橋前(下流より望む)



圖-1 (2). 竣工せる某水路橋(下流より見る)



碧潭を爲して居り、横断地點として比較的好條件に恵まれてゐる。附近は鬱蒼たる樹木が覆ふが如く枝を垂れ、春は綠に秋紅に四季の風景稱すべきものあり、「〇〇風景」と呼ばれ沿川の一名勝である。水路橋は〇〇水路橋と名付けた(圖-1)。

川中島は南北 250 m, 東西 200 m の大きさを有し平水位上 10 m 内外で、圖-2 に見る如く左岸審約 100 m の區間に燦岩が存在してゐるが島の大部分は流下土砂礫の堆積層である。川中島と右岸との間には平常は支川が流れ、出水時には本流の一部が迂迴して流下する。岩盤は此の部分約 60 m の區間に於ても存在し次第に淺くなり右岸にて露出してゐる。岩質は堅硬なる礫岩である。横断水路は地形に應じて或は水路橋となし、或は暗渠となし、或は又河底隧道として右岸に達せしめた。その大要を順次上流より記せば次の如くである。猶ほ横断水路は何れも内徑 5.5 m の圓形逆サイホン水路であつて、延長實に 646.9 m に及び、最大水壓は 40 m に達する。

#### (1) 暗 渠 其の 1

取水口より左岸山中を河川に沿ふて設けた普通隧道は本地點に達するや暗渠となし、山の傾斜面を約 1:2.3 の

\* 日本發送電株式會社 理事 土木局長

圖-2. 平面圖及接斷圖



勾配を以て下ること 48.9 m, 更に殆ど水平なる部分延長 47 m にて左岸に至らしめた。その構造は鉄筋コンクリート巻内側鉄板張である。

### (2) ○○水路橋

河流部には徑間 50 m のワーレン・トラス型鋼橋を架設し、内徑 5.5 m の鋼管を 10 m 毎に環桁により支持した。之によつて水路は左岸より川中島に渡るのである。

### (3) 暗渠 其の 2

川中島に於ては土礫を開鑿してコンクリート巻、内側鉄板張の暗渠とし延長 223 m 餘である。

### (4) 河底隧道 其の 1

川中島の西端部及び河床は素掘り工法では湧水夥しく施工困難であるため、一邊 12 m の立方體井筒を 5 基沈下し、底詰水中コンクリート打ちの後、水替して至基を貫いて鋼管を敷設しコンクリート巻を行ひ、その上部に玉石練張を施し河流による洗掘を防止した。

### (5) 河底隧道 其の 2

右岸寄にて河床に岩盤の存在する區間は水路中心線の兩側にグラウトを施工して砂礫層 0~10 m 厚を固結して締切壁を形造り、然る後素掘にて開鑿し河底に鋼管を埋設しコンクリート巻を行つた。

### (6) 壓力隧道

右岸に達してからは鉄筋コンクリート巻の壓力隧道となし水平と 30° の傾斜を以て右岸山中を上昇せしめ普通隧道に連絡せしめた。

以上が續斷水路の全貌である。此の中特に○○水路橋に關して詳説することとする。

本橋の設計に關しては東大教授田中 豊博士の指導に負ふ所が尠くなかつた。附記して感謝の意を表する。

## 2. 橋梁の型式に就て

本水路橋は内徑 5.5 m の管狀水路を徑間 50 m に架せんとするものであつて、その型式として次の各案を比較考究した(圖-3)。

第 1 案(圖-3 (1)) 水路を鉄筋コンクリート造とし、之を Melan 式鐵骨コンクリート・アーチにより支持する。此の型式は從來屢々採用されたものであるが、極めて大なる曲げ剛さ (flexural rigidity) を有する水路を、之に比して比較的纖弱なアーチが支持し得るや否やに疑問があり、たとへ水路とアーチとが協力すると假定しても兩者の協力作用を明確にすることは甚だ困難である。更に現場は足場を作るに適せず、足場無しに架設せんとすれば施工上諸種の困難を伴ひ多大の苦心を必要とする。

第 2 案(圖-3 (2)) 水路を鋼管とし、水路自身を管桁とするものである。此の型式は水路橋としては最も簡單であつて且つ以下の案に比して鋼重が最も小である。鋼管に厚さ 32 mm の鋼板を使用すれば次の計算に示す如く最大縁應力は 1145 kg/cm<sup>2</sup> となり、鋼管のみにて徑間 50 m を渡ることが出来る譯である。即ち

圖-3 (1).

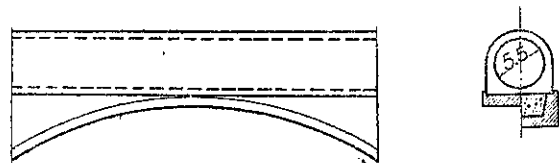
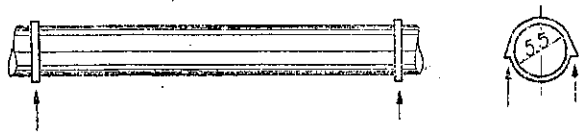


圖-3 (2).



1 m 當り荷重;	$p = 4.5 + 23.8 = 28.3 \text{ t/m}$
最大曲げモーメント;	$M = \frac{1}{8} pl^2 = \frac{1}{8} \times 28.3 \times 50^2 = 8850 \text{ t-m}$
断面係数;	$W = \pi r^3 = 3.14 \times 0.032 \times 2.766^3 = 0.771 \text{ m}^3$
最大線應力;	$\frac{M}{W} = 8850 \div 0.771 = 11450 \text{ t/m}^2 = 1145 \text{ kg/cm}^2$

此の型式は主として次に擧げた 4 項の理由により採用しなかつたのである。

1. 足場無しに架設に適さぬこと。
  2. 32 mm の厚鉄の接手は之を銲接とするも熔接とするも其の構造及施工に諸種の難點を含むこと。
  3. 假令理論上及計算上は安全であるとも、接手或は其の他の部分に何等かの缺點があれば直ちに全體の強度に影響を及ぼし、その安全度を低下すること。
  4. 竣工後の漏水其の他の検査のために特殊の移動吊桁の如きを必要とし、且つペンキ塗替等に不便なること。
- 第 3 案 (圖-3 (3)) トラスを架し各格點の位置に環桁を設けて鋼管を支持し、環桁をトラス對傾轉の横桁に吊る。此の型式は力學的には明確であるが大なる水路荷重を上弦材の方に傳達するのはトラスの安定上好ましくなく、且つ水路鋼管の水平方向の安定装置、吊材、其の支點等の細目設計に困難が多い。

第 4 案 (圖-3 (4)) 水路鋼管の兩側に鉄桁を設け 1.5 m 乃至 2.0 m 毎に鋼管と鉄桁とを剛結し、兩者を完全に一體のものとして働かせる。此の型式は小徑間且つ小口徑の鋼管の場合には可成り適切な型式であるが、本橋の如く管徑が 5.5 m もあり従つて鉄桁の高さは 6.5 m を要すべく、その製作、運搬、現場添接等も亦甚だ困難である。その上高さ大なるため、補剛材其他に多量の材料を要し全體の鋼重は甚だ大となる。

第 5 案 (圖-3 (5)) 鋼管を環桁により支持し第 3 案の如く上弦材の方に吊るものと反對に環桁よりの荷重を下弦材に傳へんとするものであつて、その爲にトラスとしては圖-3(5) の如き菱形トラスを採用し、その中間格點上に環桁を直接に支承させる。中間格點より下方に副柱材を設け橋梁の長さの方向の安定度を高めるために中間格點を連結する水平材を設ける。此の型式は力學的に明快な構造であつて鋼管及びトラスの安定に好適であるが、トラスは理論的には不靜定トラスとなり部材の數多く夫々の設計及製作に多大の手續を要し、格點構造及現場架設施工又甚だしく複雑となる。且つ下弦材を鋼管底部よりかなり下方に設ける必要ある故桁下空高を減少す

圖-3 (3)



圖-3 (5)

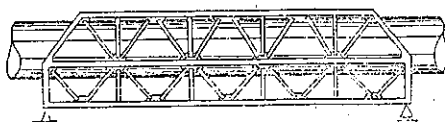
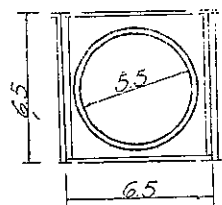


圖-3 (4)



る缺點を伴ふ。

第 6 案 (決定案) (圖-3(6)) 此の案は本橋梁架設に當り上記各案と種々比較した後、最後的に決定採用したものであつて、鋼管は 10 m 毎に環桁に依り支持し環桁をワーレン型トラスの下部格點上に直接に支承せしめた。

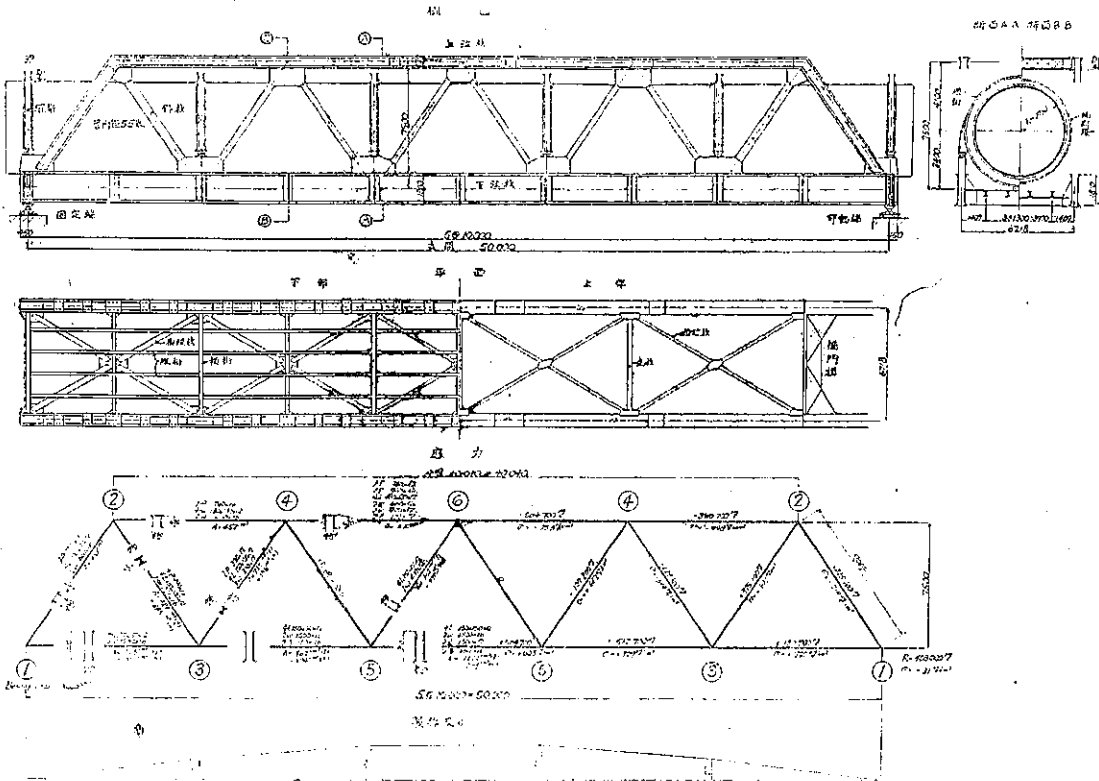
下弦材は二重腹板の鋸桁状と爲し以て環桁の支承に便すると共に床桁の取付を簡易にし且つ橋梁の縦方向の安定度を高めることとした。此の型式を第 5 案に比較すれば構造上力學上更に簡明に、部材の製作は簡単に、現場架設も亦比較的容易である。

圖-3 (6).



以下順次水路鋼管、環桁、トラスの設計に就いて述べるに當り、主要寸法を列挙すれば次の如くである(圖-4)。

圖-4.



鋼管内徑	5.5 m	トラス支間	5 × 10 = 50 m
鋼管板厚	19 mm	主桁中心間隔	6.718 m
環桁間隔	10.0 m	主桁高さ	7.5 m
最大通水量	83.3 m <sup>3</sup> /sec		

### 3. 水路鋼管

水路鋼管は内徑 5.5 m, 鋼板は厚さ 19 mm 此の中 3 mm を磨耗に對する餘裕とし、強度計算に於ては 16 mm を有効とする。水頭は管底より 20 m として計算する。鋼管は 10 m 毎に環桁に依り支持せられる。斯る鋼管の強度計算には 1931 年に Herman Schorer が興味ある論説を發表して居り、以下之に従ふこととする<sup>(1)</sup>。

(1) Design of Large Pipe Lines, Proc. A.S.C.E., 1931, p. 999.

(1) 周張力

管壁の自重及水壓に因る周張力 (Hoop tension)  $f_r$  は;

$$f_r = (wh + q) \frac{r}{t} \dots\dots\dots (1)$$

但し  $w$  = 水の単位重量 = 1 t/m<sup>3</sup>

$h$  = 水頭 = 20 m

$q$  = 管壁単位面積の重量 = 0.1413 t/m<sup>2</sup>

$r$  = 鋼管の平均半径 = 3.753 m

$t$  = 管壁の有効厚さ = 0.016 m

故に  $f_r = (1 \times 20 + 0.1413) \frac{3.753}{0.016} = 3480 \text{ t/m}^2 = 348 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots$  安全

(2) 縦應力

Schorer が上記の如き鋼管を薄殻 (thin shell) として弾性理論により解析せる結果によれば、管の曲げによつて生ずる軸方向の縦應力は管を通常の中空圓形断面の梁として普通の計算方法により計算したものと全く同一である。即ち曲げに因る軸應力の最大値を  $f_L$  とすれば;

$$f_L = \frac{M}{IV} \dots\dots\dots (2)$$

但し  $M$  = 最大曲げモーメント

$IV$  = 断面係数 =  $\pi \cdot t \cdot r^3$

本橋梁の場合に於ては管は環桁により支持せられ、環桁は更にワーレン・トラスによりて支持せられる故に、管を通常の連続梁と考へるのは不可であつて弾性支承上の連続梁と考へねばならぬ。故に今

$p$  = 等分布荷重 =  $2\pi r \cdot q + \pi r^2 \cdot w$

$I$  = 断面 2 次モーメント

$E$  = ヤング係数

$R_1, R_3, R_5$  = 不静定反力

$y_3, y_5$  = 撓み

とすれば反力と荷重との間には次の關係がある。

$$2(R_1 + R_3 + R_5) = pl \dots\dots\dots (3)$$

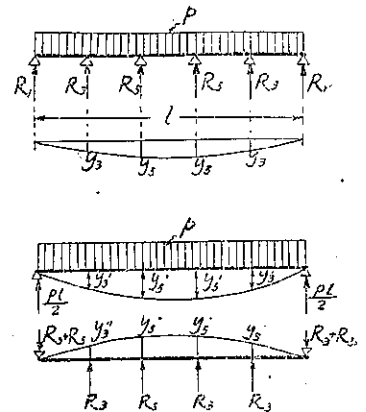
即ち  $R_1 = \frac{pl}{2} - (R_3 + R_5) \dots\dots\dots (4)$

故に  $R_3$  及  $R_5$  を未知不静定力にとる。各支點の撓み  $y_3$  及  $y_5$  は圖-5 に示した様に等分布荷重  $p$  による撓み  $y'$  と集中荷重  $R_3, R_5$  に因る撓み  $y''$  との差に相等しい。即ち一般に

$$\left. \begin{aligned} EIy_3 &= 0.00773pl^4 - (0.0147R_3 + 0.0203R_5)l^3 \\ EIy_5 &= 0.01240pl^4 - (0.0227R_3 + 0.0342R_5)l^3 \end{aligned} \right\} \dots\dots (5)$$

一方、上記の反力  $R_3$  及  $R_5$  はトラスの下弦格點にその 1/2 宛集中荷重として作用する。此の格點荷重  $R_3/2$  及  $R_5/2$  に因るトラスの下弦格點の撓み

圖-5.



は後記 §5 の (32) 式により;

$$\left. \begin{aligned} Ey_3 &= 1745 \frac{R_3}{2} + 2301 \frac{R_5}{2} \\ Ey_5 &= 2459 \frac{R_3}{2} + 4303 \frac{R_5}{2} \end{aligned} \right\} \text{(単位; m, t)} \dots\dots\dots (6)$$

上記 (5) 及 (6) 式の撓みは夫々相等しくなければならぬ。即ち

$$\begin{aligned} I(872.5R_3 + 1150.5R_5) &= 0.00773pl^2 - (0.0147R_3 + 0.0203R_5)l^3 \\ I(1229.5R_3 + 2151.5R_5) &= 0.01240pl^2 - (0.0227R_3 + 0.0342R_5)l^3 \end{aligned}$$

を得る。今;

$$\begin{aligned} p &= 3.14 \times 2.758(2 \times 0.1413 + 1 \times 2.758) = 26.4 \text{ t/m} \\ l &= 50.0 \text{ m} \\ I &= \pi tr^3 = 3.14 \times 0.016 \times 2.758^3 = 0.844 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

を上記兩式に代入し之を整理すれば、

$$\left. \begin{aligned} 0.0206R_3 + 0.0281R_5 &= 10.20 \text{ t} \\ 0.0309R_3 + 0.0487R_5 &= 16.37 \text{ t} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

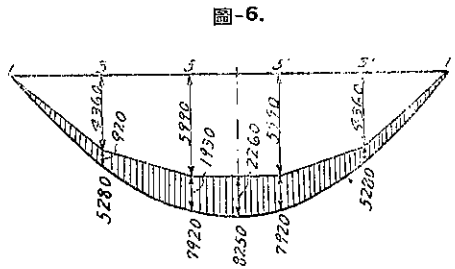
之を聯立方程式として解けば

$$R_3 = 273 \text{ t}, \quad R_5 = 163 \text{ t}$$

を得る。之を (4) 式に代入すれば

$$R_1 = 224 \text{ t}$$

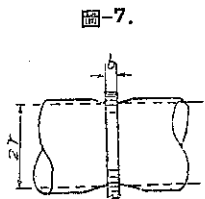
斯くして不穩定反力が決定した故に鋼管に生ずる曲げモーメントは、等分布荷重  $p=26.4 \text{ t/m}$  による曲げモーメントより集中荷重  $R_3, R_5$  によるものを差引くことに依り之を求め得る。その結果を圖示すれば圖-6 の如くである。即ち曲げモーメントは中央に於て最大値  $2260 \text{ t-m}$  になり、之による軸方向の縦應力の最大値は次の如くである。



$$\begin{aligned} f_L &= \pm \frac{M}{\pi \cdot t \cdot r^2} = \pm \frac{2260}{3.14 \times 0.016 \times 2.758^2} = \pm 5930 \text{ t/m}^2 \\ &= \pm 593 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots \text{安全} \end{aligned}$$

(3) 環桁附近に於ける軸方向の應力

環桁附近に於ては環桁の剛性により鋼管は自由に變形するを得ず、圖-7 に示す状態になり局部的に特殊の應力を生ずる。その作用方向は鋼管の軸方向であり、その最大値は鋼管の頂點及底點に生じ従つて之に前記曲げモーメントに因る縦應力を加算する必要がある。環桁附近に局部的に生ずる縦應力を  $f_{b0}$  とすれば Schorer に依り;



$$f_{b0} = 1.82 \frac{Ar - bt}{Ar + 1.56t\sqrt{rt}} f_r \dots\dots\dots (8)$$

但し  $Ar$  = 環桁の横斷面積 =  $0.0179 \text{ m}^2$   
 $b$  = 環桁の幅 =  $0.53 \text{ m}$

$$r = 2.758 \text{ m}$$

$$t = 0.016 \text{ m}$$

$$f_p = 3480 \text{ t/m}^2$$

之等を (8) 式に代入すれば

$$f_{b_0} = 1.82 \frac{0.0179 - 0.53 \times 0.016}{0.0179 + 1.56 \times 0.016 \sqrt{2.758 \times 0.016}} \times 3480 = 2590 \text{ t/m}^2$$

$$= 259 \text{ kg/cm}^2$$

圖-6に示した如く環桁所在の位置に於ける曲げモーメントの中、その最大値は 1930 t-m である。之による縦應力は (2) 式より

$$f_L = 505 \text{ kg/cm}^2$$

故に環桁附近に於ける縦應力の最大値は

$$505 + 259 = 764 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{安全}$$

#### (4) 剪断應力

鋼管に作用する剪断力の分布を示せば圖-8の如くである。即ち支點 3 又は 3' に於て最大値 233 t に達する。一般に管の横断面に作用する剪断力を  $Q$ 、管壁の單位長に作用する剪断力を  $S$  とすれば、 $S$  は圖-9の如くに作用し、その値は

圖-8.

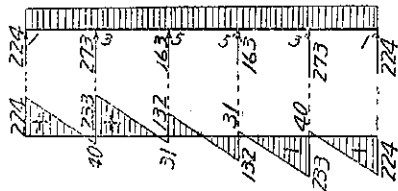
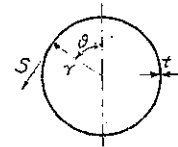


圖-9.



$$S = \frac{Q}{\pi r} \sin \theta \dots \dots \dots (9)$$

管壁の剪断應力を  $\tau$  とすれば

$$\tau = \frac{S}{t} = \frac{Q}{\pi \cdot r \cdot t} \sin \theta \dots \dots \dots (10)$$

$\tau$  又は  $S$  の最大値は  $\theta = 90^\circ$ ,  $\sin \theta = 1$  のときに於て起る。即ち

$$\tau_{\max} = \frac{Q}{\pi \cdot r \cdot t} \dots \dots \dots (11)$$

今、 $Q = 233 \text{ t}$  とすれば

$$\tau_{\max} = \frac{233}{3.14 \times 2.758 \times 0.016} = 1680 \text{ t/m}^2 = 168 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{安全}$$

#### (5) 補剛管

管壁の挫屈は管が外壓を受ける場合には重要問題であるが、本水路の如く内壓を受ける場合には挫屈に就き心配する必要は無い。管の曲げによる軸方向の挫屈に關する Timoshenko の理論に依れば  $r/t < 500$  の場合には挫



屈に對して安全である。本水路の鋼管に於ては  $r/t=173$  であるから挫屈に對しては約3の安全率あり、故に從來此の種鋼管に使用せられた補剛管は理論的には其の必要が無い。然し乍ら Half full の状態に對し又、管路の全般的な安全度を高める爲に環桁間隔の中央に補剛環を設けた。補剛環には、その近傍の水路鋼管より傳達される内壓のために圓周方向の張力を生ずる。之を  $N$  とすれば Schorer に依れば次の如くである。

$$N = f_r \cdot t \left[ b + 1.56 \sqrt{r \cdot t} \frac{A_r - bt}{A_r + 1.56 t \sqrt{r \cdot t}} \right] \dots \dots \dots (12)$$

但し  $f_r$  は鋼管の周張力、 $b$  及  $A_r$  は補剛環の幅及斷面積

今  $f_r = 3480 \text{ t/m}^2$ ,  $t = 0.016 \text{ m}$ ,  $r = 2.758 \text{ m}$ ,  $b = 0.209 \text{ m}$ ,  $A_r = 0.00905 \text{ m}^2$  を上式に代入して計算すれば

$$N = 18.78 \text{ t}$$

故に  $\frac{N}{A_r} = \frac{18780}{90.5} = 207 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \text{安全}$

補剛管を取付けることに依り鋼管の安全度は高まるのであるが、他方その剛性の影響に依り補剛管附近の管壁には環桁附近に於けると同様の局部的の縦應力  $f_0$  を生ずる。今、 $A_r = 0.00905 \text{ m}^2$ ,  $b = 0.21 \text{ m}$  とし (8) 式より  $f_0$  を算出すれば

$$f_0 = 1.82 \frac{0.009 - 0.21 \times 0.016}{0.00905 + 1.56 \times 0.016 \sqrt{2.758 \times 0.016}} \times 3480 = 2460 \text{ t/m}^2 = 246 \text{ kg/cm}^2$$

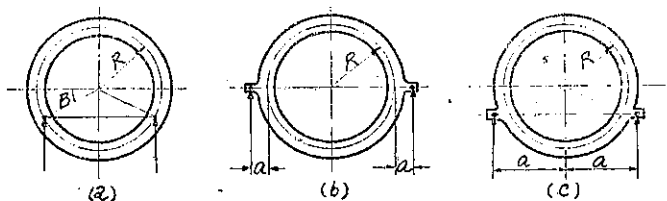
之を (2) に於て求めた曲げによる縦應力の最大値  $f_L = 593 \text{ kg/cm}^2$  に加算すれば

$$f_L + f_0 = 593 + 246 = 839 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \text{安全}$$

#### 4. 環 桁

水路鋼管を支承するために環狀の桁(以下之を環桁と稱す)を使用する。水路鋼管の支承構造として環桁が合理的なことは既に K.I. Karlsson<sup>(2)</sup> に依つて指摘せられ、圖-10 (a) に示した状態の環桁應力の解法は Karlsson 自身によつて與へられ、同圖 (b) の如き状態の解法は Schorer<sup>(3)</sup> に依つて示されたのである。然し乍ら本水路の環桁に於ては上記 (a) 若くは (b) の状態に合致する様に設計することは構造上困難である故に (c) の如き状態として設計した。但しその應力解法は未だ見當らぬ故に、以下、Schorer が (b) の状態の解法を求めた順序に従ひ、Müller-Breslau の所謂「重心法」を應用し、(c) の状態に對する一般解法を誘導したのである。

圖-10.



##### (1) 曲げモーメント軸方向力及剪斷力の一般解

圖-11 に於て

(2) K. I. Karlsson: Über Schwerkraftspannungen in Rohrleitungen von grossen Durchmessern und deren rationelle Konstruktion, Schw. Bztg., Vol. 80, 1922, s. 105.

(3) 前出

- $R$  = 環桁の重心軸線の半径
- $r$  = 鋼管の平均半径
- $a$  = 環桁中心より反力作用線迄の水平距離
- $Q$  = 水路鋼管より環桁に傳達される垂直荷重

$Q$  は鋼管の管壁に切線方向に作用する剪断力  $S$  に依つて環桁に傳達され、管壁の周邊の單位長に作用する剪断力  $S$  の分布は (9) 式に依つて與へられる。即ち

$$S = \frac{Q}{\pi r} \sin \varphi \dots \dots \dots (9)$$

垂直荷重  $Q$  に対して環桁の自重を省略すれば  $S$  が環桁にかかる唯一の荷重であつて、斯る荷重状態に於ける環桁の任意の横断面に作用する曲げモーメント  $M$ 、軸方向力  $N$ 、剪断力  $S$  の一般解を求める。但し  $M$  は内側に引張應力を生ずる場合を正、軸方向力  $N$  は張力の場合を正、剪断力  $S$  は内方より見て断面の右方の部分を左方の部分に對し内側に剪断せんとする場合を正とする。

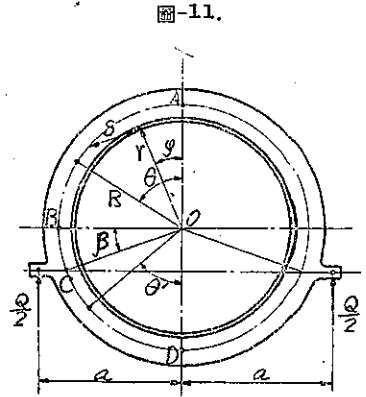


圖-11.

A~C ( $0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2} + \beta$ )

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{QR}{2\pi} \left[ \sin \beta + \frac{1}{2} \cos 2\beta \cdot \cos \theta - \theta \cdot \sin \theta + \frac{a}{R} \left( \frac{\pi}{2} - \beta - 2 \cos \beta \cdot \cos \theta \right) \right] \\ N &= \frac{Q}{\pi} \left[ \left( \frac{r}{R} - \frac{a}{R} \cos \beta + \frac{1}{4} \cos 2\beta \right) \cos \theta - \frac{1}{2} \theta \cdot \sin \theta \right] \\ S &= -\frac{Q}{\pi} \left[ \left( \frac{r}{R} - \frac{a}{R} \cos \beta + \frac{1}{4} \cos 2\beta - \frac{1}{2} \right) \sin \theta + \frac{1}{2} \theta \cdot \cos \theta \right] \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (13)$$

C~D ( $\frac{\pi}{2} + \beta \leq \theta \leq \pi$ )

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{QR}{2\pi} \left[ \sin \beta + \frac{1}{2} \cos 2\beta \cdot \cos \theta + (\pi - \theta) \sin \theta - \frac{a}{R} \left( \frac{\pi}{2} + \beta + 2 \cos \beta \cdot \cos \theta \right) \right] \\ N &= \frac{Q}{\pi} \left[ \left( \frac{r}{R} - \frac{a}{R} \cos \beta + \frac{1}{4} \cos 2\beta \right) \cos \theta + \frac{\pi - \theta}{2} \sin \theta \right] \\ S &= -\frac{Q}{\pi} \left[ \left( \frac{r}{R} - \frac{a}{R} \cos \beta + \frac{1}{4} \cos 2\beta - \frac{1}{2} \right) \sin \theta - \frac{\pi - \theta}{2} \cos \theta \right] \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (14)$$

垂直直径に對して左右對稱であるから環桁の右半に於ける  $M, N, S$  の分布は (13), (14) 兩式により與へられる左半のものと同である。環桁の頂點 A、其他特定の點に於ける  $M, N$  及  $S$  の値は次の如くである。

頂點 A ( $\theta = 0$ )

$$\left. \begin{aligned} M_A &= \frac{QR}{2\pi} \left[ \sin \beta + \frac{1}{2} \cos 2\beta + \frac{a}{R} \left( \frac{\pi}{2} - \beta - 2 \cos \beta \right) \right] \\ N_A &= \frac{Q}{\pi} \left[ \frac{r}{R} - \frac{a}{R} \cos \beta + \frac{1}{4} \cos 2\beta \right], \quad S_A = 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (15)$$

水平直径 B ( $\theta = \pi/2$ )

$$\left. \begin{aligned} M_B &= \frac{QR}{2\pi} \left[ \sin \beta - \frac{\pi}{2} + \frac{a}{R} \left( \frac{\pi}{2} - \beta \right) \right], \quad N_B = -\frac{Q}{4} \end{aligned} \right\}$$

$$S_D = \frac{Q}{\pi} \left[ \frac{1}{2} - \frac{r}{R} + \frac{a}{R} \cos \beta - \frac{1}{4} \cos 2\beta \right] \quad \dots\dots\dots(16)$$

C の上 ( $\theta = \frac{\pi}{2} + \beta - 0$ )

$$\left. \begin{aligned} M_C &= \frac{QR}{2\pi} \left[ \left( \frac{1}{2} + \sin^2 \beta \right) \sin \beta - \left( \frac{\pi}{2} + \beta \right) \cos \beta + \frac{a}{R} \left( \frac{\pi}{2} - \beta + \sin 2\beta \right) \right] \\ N_C &= -\frac{Q}{\pi} \left[ \left( \frac{r}{R} - \frac{a}{R} \cos \beta + \frac{1}{4} \cos 2\beta \right) \sin \beta + \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\beta}{2} \right) \cos \beta \right] \\ S_C &= \frac{Q}{\pi} \left[ \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\beta}{2} \right) \sin \beta - \left( \frac{r}{R} - \frac{a}{R} \cos \beta + \frac{1}{4} \cos 2\beta - \frac{1}{2} \right) \cos \beta \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(17)$$

C の下 ( $\theta = \frac{\pi}{2} + \beta + 0$ )

$$\left. \begin{aligned} M_C' &= \frac{QR}{2\pi} \left[ \left( \frac{1}{2} + \sin^2 \beta \right) \sin \beta + \left( \frac{\pi}{2} - \beta \right) \cos \beta - \frac{a}{R} \left( \frac{\pi}{2} + \beta - \sin 2\beta \right) \right] \\ N_C' &= \frac{Q}{\pi} \left[ \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\beta}{2} \right) \cos \beta - \left( \frac{r}{R} - \frac{a}{R} \cos \beta + \frac{1}{4} \cos 2\beta \right) \sin \beta \right] \\ S_C' &= \frac{Q}{\pi} \left[ \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\beta}{2} \right) \sin \beta + \left( \frac{r}{R} - \frac{a}{R} \cos \beta + \frac{1}{4} \cos 2\beta - \frac{1}{2} \right) \cos \beta \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(18)$$

底点 D ( $\theta = \pi$ )

$$\left. \begin{aligned} M_D &= \frac{QR}{2\pi} \left[ \sin \beta - \frac{1}{2} \cos 2\beta - \frac{a}{R} \left( \frac{\pi}{2} + \beta - 2 \cos \beta \right) \right] \\ N_D &= -N_A, \quad S_D = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(19)$$

上記 (17) 及 (18) より C 點に於て次の釣合條件の成立することを知らる。

$$\left. \begin{aligned} M_C' - M_C &= -\frac{Q}{2}(a - R \cos \beta) \\ N_C' - N_C &= \frac{Q}{2} \cos \beta \\ S_C' - S_C &= \frac{Q}{2} \sin \beta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(20)$$

AC の中間に於ける M の極大値を求めるために (13) 式中の M を  $\theta$  に就き微分し  $\frac{dM}{d\theta} = 0$  と置けば、

$$\theta \cdot \cot \theta = \frac{2a}{R} - \frac{1}{2} \cos 2\beta - 1 \quad \dots\dots\dots(21)$$

を得る。本式を満足する  $\theta$  を求め、之を (13) 式の M の式の中に代入すれば AC 間に於ける M の極大値  $M_i$  を得る。

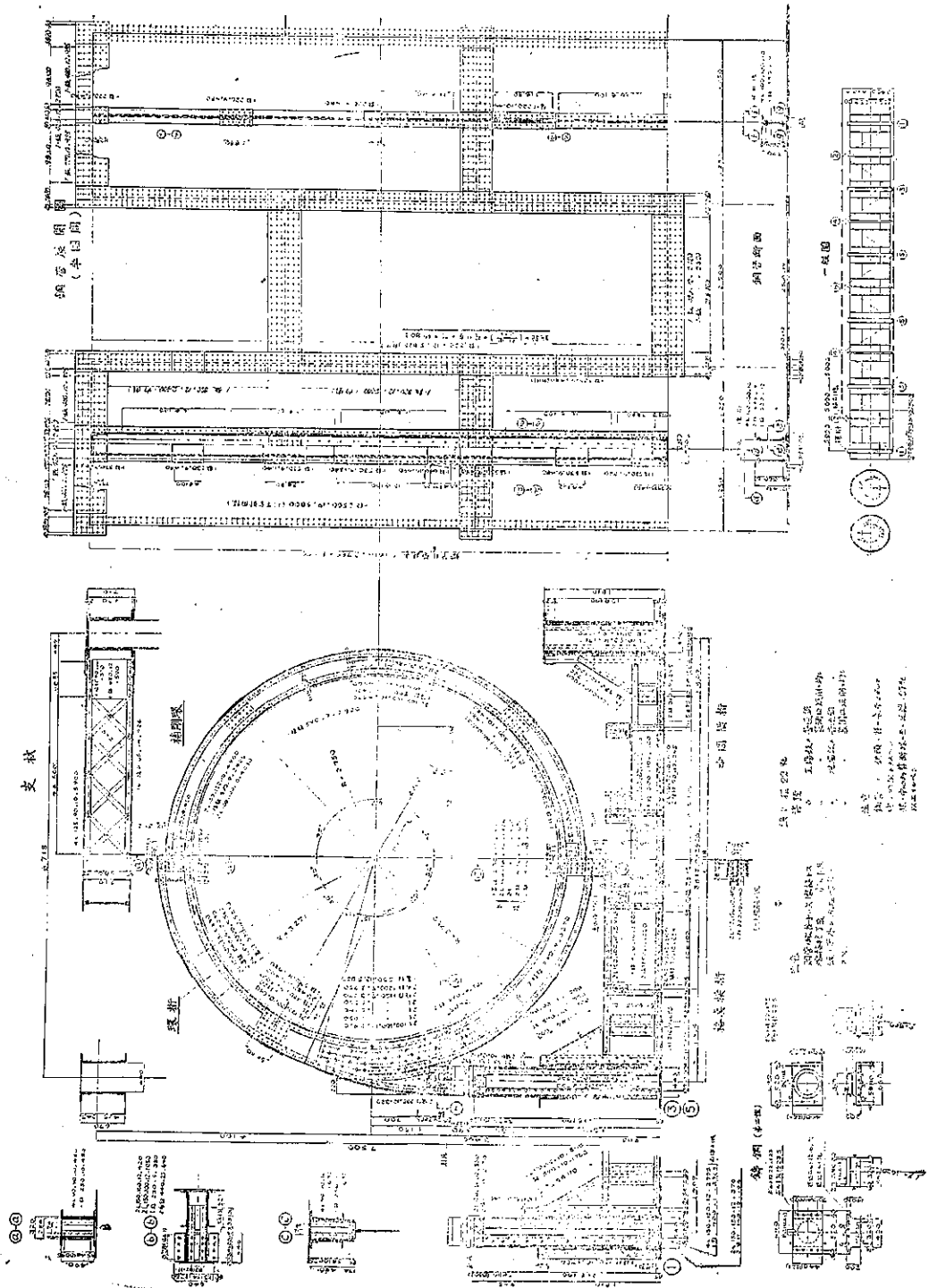
同様に CD 間に於ける M の極限値  $M_i'$  は、

$$\left. \begin{aligned} (\pi - \theta) \cot \theta &= -\left( \frac{2a}{R} - \frac{1}{2} \cos 2\beta - 1 \right) \\ \text{或は} \quad \theta' \cdot \cot \theta' &= \frac{2a}{R} - \frac{1}{2} \cos 2\beta - 1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(22)$$

を満足する  $\theta$  又は  $\theta'$  の時に起る。此の  $\theta'$  の値は  $M_i$  に對する  $\theta$  の値に等しい。

水路鋼管を支持する環桁には上記の垂直荷重 Q に依る軸方向力の他に、水路鋼管より傳達される内壓の爲に軸

圖-12. 水路鋼管及環桁詳細圖



方向の張力を生ずる。之を  $N_i$  で表はせば補剛環に於ける (12) 式と同様に

$$N_i = f_c t \left[ b + 1.56 \sqrt{r \cdot t} \frac{A_r - b \cdot t}{A_r + 1.56 t \sqrt{r \cdot t}} \right] \dots \dots \dots (28)$$

但し  $f_c$  は鋼管の周張力 (§3, (1) 式),  $b$  は環桁の幅,  $A_r$  は環桁の横断面積,  $r$  は鋼管の平均半径,  $t$  は鋼管の厚さである。

(2) 環桁の形状及寸法

$M, N, S$  の値を計算するに必要な環桁の形状及寸法は 圖-12 の如くで先に 圖-11 に示した様なブラケットを突出せしめず, 頂点より左右に  $60^\circ$  の點より漸次桁高を増大した。環桁の横断面も同圖の左上  $a-a$  に示した。環桁は水路鋼管に銲結するを以て環桁附近の管殻鋼板が環桁の一部として有効に作用することは明らかであるが, 如何なる程度か簡単に解決し得ない問題であるから以下の計算に於ては管壁の協力作用を無視する。環桁の水平直徑の上下各々  $30^\circ$  の間には, 腹板の内側に更に各一枚の  $9\text{mm}$  板を銲結し, 此の部分に於ける桁高の増大と共に, 此の部分に生ずる大きな曲げモーメント及軸方向力に對應させてある。

(3)  $M, N, S$  の値

圖-13 に示した如く, 反力作用點と中心とを結ぶ直線と水平直徑との間の角を以て  $\beta$  とすれば,

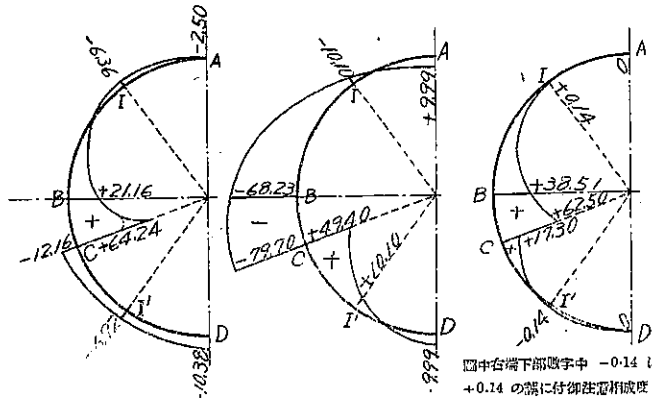
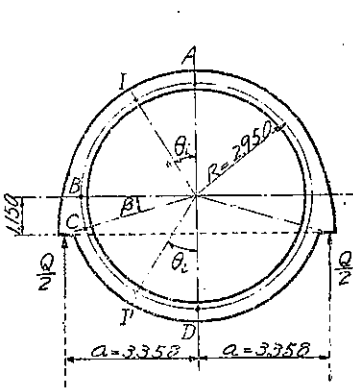
$$\beta = \tan^{-1} \left( \frac{1.150}{3.358} \right) = \tan^{-1} 0.3425 = 18.9^\circ = 0.3299 \text{ rad.}$$

AC 及 CD の中間に於て曲げモーメントの極大又は極小なる位置を  $I$  及  $I'$  とし, その垂直直徑よりの偏倚角を  $\theta_i$  とすれば (21) 式より,

$$\theta_i \cdot \cot \theta_i = 0.3800 \quad \therefore \theta_i = 34^\circ \quad \text{を得る。}$$

圖-13.

圖-14.



圖中台端下部數字中  $-0.14$  は  $+0.14$  の誤りに付御注意相成度

§3, (2) に於て求めた水路鋼管の不静定反力  $R_1, R_2, R_3$

は即ち環桁に作用する垂直荷重であるから, 之等のうち最大なるものを  $Q$  とすれば,

$$Q = 273 \text{ t,}$$

以上の數値及び

$$r = 2.758 \text{ m, } R = 2.950 \text{ m, } a = 3.358 \text{ m, } QR = 805 \text{ t-m}$$

表-1.

點	$\theta$	$M$ (t·m)	$N$ (t)	$S$ (t)
A	$0^\circ$	-0.0031 QR = - 2.50	+0.0366 Q = + 9.99	0
I	$34^\circ$	-0.0079 " = - 6.36	-0.0370 " = -10.10	+0.0005 Q = + 0.14
B	$90^\circ$	+0.0263 " = +21.16	-0.2500 " = -68.23	+0.1411 " = +38.51
C の上	$108.9^\circ$	+0.0798 " = +64.24	-0.2920 " = -79.70	+0.2290 " = +62.50
C の下	"	-0.0152 " = -12.26	+0.1810 " = +49.40	+0.0670 " = +17.30
I'	$146^\circ$	-0.0086 " = - 6.92	+0.0370 " = +10.10	+0.0005 " = + 0.14
D	$180^\circ$	-0.0129 " = -10.38	-0.0366 " = - 9.99	0

を(13)~(19)式に代入して A, I, B, C, I' 及 D に於ける曲げモーメント, 軸方向力及剪断力を計算すれば表-1の如くなる。又表-1の結果を圖示すれば圖-14となる。圖に於て C 點の上方にて著しく大きな曲げモーメントを生ずるのは反力 Q/2 によるモーメントが C 點に集中して作用するものと假定した結果であつて圖-12 又は圖-13 の如き構造の場合には, 反力のモーメントは C より上方の或る部分に分布して作用する故, C の上方に於ける曲げモーメントの分布は, 例へば圖-14 に於て點線で示した様になる筈であり, 従つて C の上部に於ける曲げモーメントの最大値を計算値の約 3/4 即ち 48.18 t·m 位にとつても大なる誤は無いものと考へる。

環桁に作用する周張力  $N_t$  は(23)式に

$$f_r = 3480 \text{ t/m}^2, \quad t = 0.016 \text{ m}, \quad b = 0.53 \text{ m}, \quad r = 2.758 \text{ m}, \quad A_r = 0.0179 \text{ m}^2$$

を代入して

$$N_t = 30.91 \text{ t} \text{ を得る。}$$

#### (4) 断面の應力計算

環桁の内外繊維の線應力  $f_i, f_o$  及び剪断應力  $\tau$  は次式より算出した。

$$\left. \begin{aligned} f_i &= \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y_i \\ f_o &= \frac{N}{A} - \frac{M}{I} y_o \\ \tau &= \frac{S}{A_w} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (24)$$

但し  $N$  は表-1の  $N$  に  $N_t$  を加算したもの,  $y_i$  及  $y_o$  は断面の重心軸より内外繊維までの距離である。  $A$  及  $I$  にはすべて純断面の値を採用した。又  $A_w$  は腹鉞の純断面積である。表-2 は各點に於ける應力を計算した結果を示したものである。

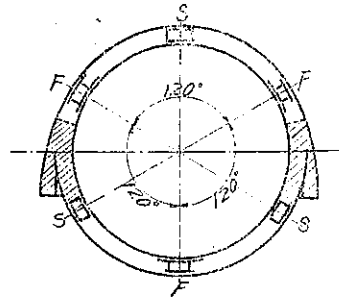
表-2. 各断面の應力 (kg/cm<sup>2</sup>)

位 置	A 點	I 點	B 點	C 點の上	C 點の下	I' 點	D 點
内線應力 $f_i$	+182	0	+229	+529	+ 23	+ 49	- 53
外線應力 $f_o$	+311	+457	-616	-949	+799	+546	+592
剪断應力 $\tau$	0	2	216	275	135	2	0

(5) 鉸 距

突縁と腹鉸とを連結する鉸距  $p$  は剪断力の大きな B 及 C に於ける内方突縁に就き計算を行つた結果,  $p=100$  mm を標準とし, 添接箇所には適當に縮小した。又環桁と鋼管とを連結する鉸に作用する剪断力は (9) 式に依つて示されるもので, その最大値は水平直径の位置に於て起り, 之に對して鉸距  $p'=100$  mm を必要とする。此の鉸は兩皿鉸とした。

圖-15.



(6) 添 接

環桁の添接位置は圖-15 に示した如くである。但し F: 現場添接接目, S: 腹鉸工場添接

5. ト ラ ス

トラスは下弦材を鉸桁状とした爲に, 通常のトラスの計算法をその儘適用することは出来ない。其の上, 水路鋼管と共に一體の不穩定構造となる故, 豫め各部材の断面を適當に假定するを要する。よつて荷重の近似値を算出し, 之が下弦材の格點に作用するものとし普通の靜定トラスとして應力を求め, 各部材の應力度が大略  $1000 \text{ kg/cm}^2$  以下になる様に部材断面を假定した (圖-16)。

次に此のトラス各部材の應力を算出する。荷重はすべて下弦格點に集中して作用するものとし, 格點に作用する荷重  $P$  は下弦材の剛性を無視せる場合のトラスに依つて受持たれる部分  $\bar{P}$  と, 下弦材自身が單純梁として受持つ部分  $P'$  とに分たれる。即ち  $P = \bar{P} + P'$ , 而して  $\bar{P}$  及  $P'$  を決定するには,  $\bar{P}$  を荷重とするトラスの撓みと  $P'$  を荷重とする單純梁の撓みとが相等しいと云ふ條件を利用する。先づ下弦材の剛性を無視せる場合のトラスの撓みは, 格點 3 及 5 の撓みを夫々  $y_3$  及  $y_5$  とすれば,

$$\left. \begin{aligned} y_3 &= \bar{P}_3 \delta_{33} + \bar{P}_5 \delta_{35} + P'_5 \delta_{35'} + P'_3 \delta_{33'} \\ y_5 &= \bar{P}_3 \delta_{53} + \bar{P}_5 \delta_{55} + P'_3 \delta_{53'} + P'_5 \delta_{55'} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (25)$$

$\delta_{mn}$  は一般に

$$E \cdot \delta_{mn} = \sum S_m S_n \frac{l}{A} \dots \dots \dots (26)$$

但し  $\delta_{mn}$ ; 格點 n に單位荷重が作用せる時の格點 m の撓み,  
 $S_m, S_n$ ; 格點 m 又は n に單位荷重が作用せる時の部材軸方向力,  
 $l, A$ ; 部材の長さ及び斷面積 である。

$\delta_{mn}$  を計算すれば表-3 及表-4 の如く

$$\begin{aligned} E \cdot \delta_{33} &= 1252, & E \cdot \delta_{55} &= 1351, & E \cdot \delta_{35} &= 991, & E \cdot \delta_{33'} &= 521 \\ E \cdot \delta_{53} &= 1351, & E \cdot \delta_{55'} &= 2561, & E \cdot \delta_{53'} &= 1866, & E \cdot \delta_{55'} &= 1126 \end{aligned}$$

である。 $E \cdot \delta_{mn}$  の單位は  $1/m$  である。

上記の  $\delta$  の値を (25) 式に代入すれば

$$\left. \begin{aligned} E \cdot y_3 &= 1773 \bar{P}_3 + 2342 \bar{P}_5 \\ E \cdot y_5 &= 2477 \bar{P}_3 + 4427 \bar{P}_5 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (27)$$

を得, 但し上式に於ける長さの單位は m である。

圖-16 (1). トラス詳細圖

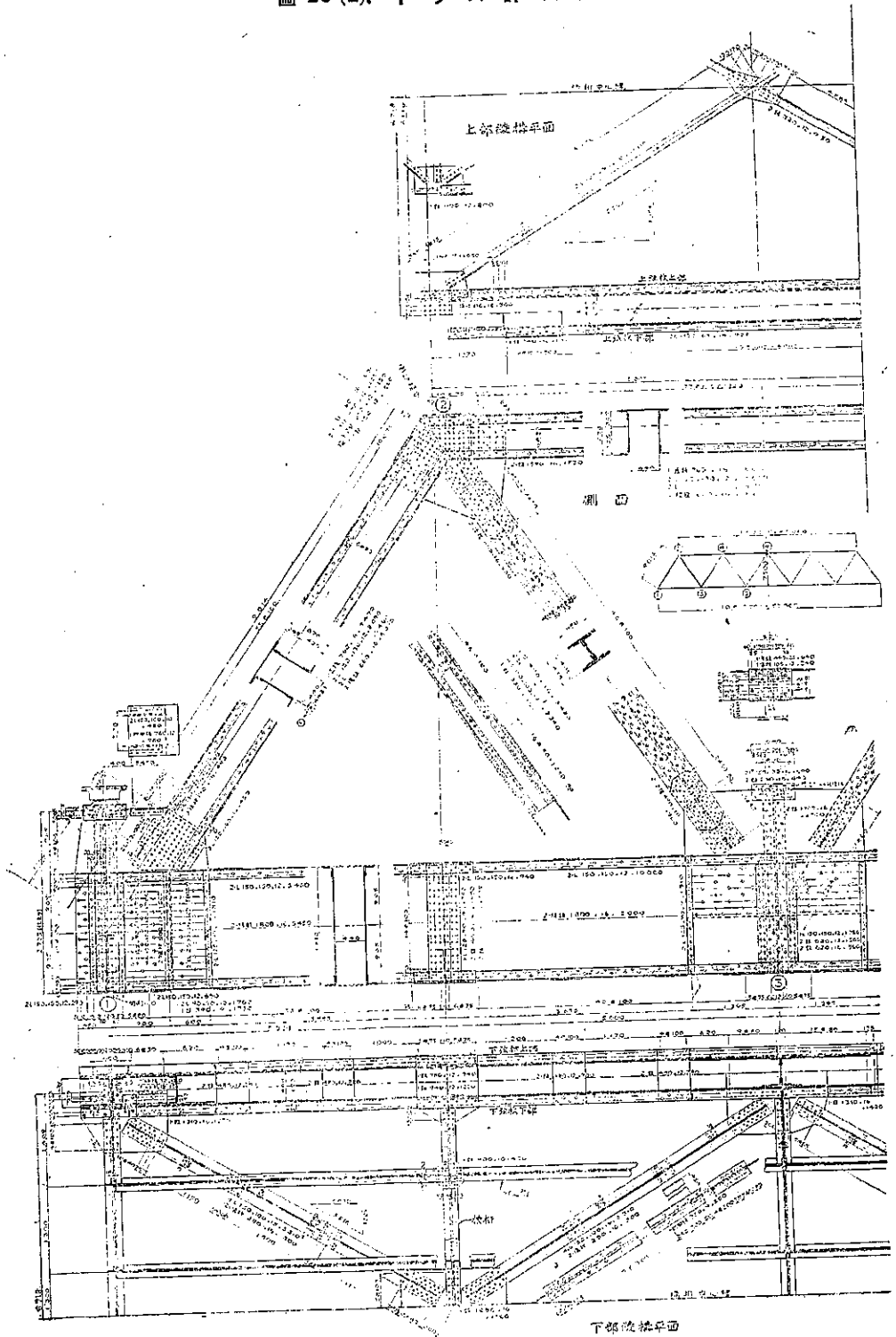




圖-16(2). トラス詳細圖

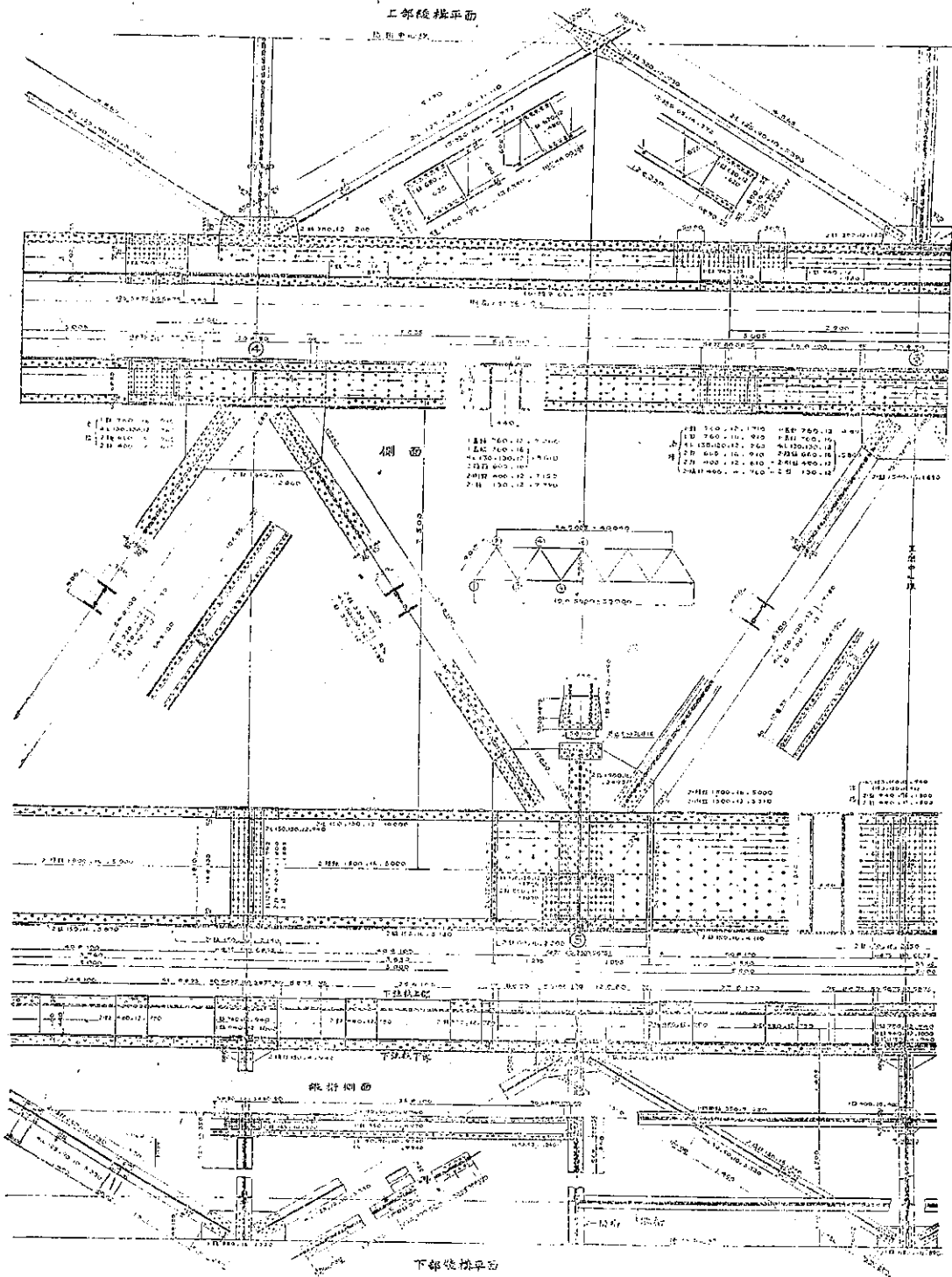


表-3.

部 材		l (m)	A (m <sup>2</sup> )	S <sub>3</sub>	S <sub>5</sub>	S <sub>3'</sub>	S <sub>5'</sub>
上 弦 材	2-4	10.000	0.0452	-1.067	-0.800	-0.533	-0.267
	4-6	"	0.0670	-0.800	-1.600	-1.067	-0.533
	6-4'	"	"	-0.533	-1.067	-1.600	-0.800
	4'-2'	"	0.0452	-0.267	-0.533	-0.800	-1.067
斜 材	1-2	9.014	0.0452	-0.962	-0.721	-0.481	-0.240
	2-3	"	0.0385	+0.962	+0.721	+0.481	+0.240
	3-4	"	0.0238	+0.240	-0.721	-0.481	-0.240
	4-5	"	"	-0.240	+0.721	+0.481	+0.240
	5-6	"	0.0162	+0.240	+0.481	-0.481	-0.240
	6-5'	"	"	-0.240	-0.481	+0.481	+0.240
	5'-4'	"	0.0238	+0.240	+0.481	+0.721	-0.240
	4'-3'	"	"	-0.240	-0.481	-0.721	+0.240
材	3'-2'	"	0.0385	+0.240	+0.481	+0.721	+0.962
	2'-1'	"	0.0452	-0.240	-0.481	-0.721	-0.962
下 弦 材	1-3	10.000	0.0554	+0.533	+0.400	+0.267	+0.133
	3-5	"	"	+0.933	+1.200	+0.800	+0.400
	5-5'	"	0.0794	+0.667	+1.333	+1.333	+0.667
	5'-3'	"	0.0554	+0.400	+0.800	+1.200	+0.933
	3'-1'	"	"	+0.133	+0.267	+0.400	+0.533

他方単純梁の撓みは、

$$\left. \begin{aligned} EI \cdot y_3 &= 0.0147 P_3' l^3 + 0.0203 P_5' l^3 \\ EI \cdot y_5 &= 0.0227 P_3' l^3 + 0.0342 P_5' l^3 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (28)$$

今  $I = 2065000 \text{ cm}^4 = 0.02065 \text{ m}^4$ ,  $l^3 = 50^3 = 1.25 \times 10^6 \text{ m}^3$  とすれば

$$\left. \begin{aligned} E \cdot y_3 &= 88940 P_3' + 122820 P_5' \\ E \cdot y_5 &= 137340 P_3' + 206910 P_5' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (29)$$

よつて (27) 式及 (29) 式より  $Ey_3$  及  $Ey_5$  を消去すれば

$$\left. \begin{aligned} 1773 \bar{P}_3 + 2342 \bar{P}_5 - 88940 P_3' - 122820 P_5' &= 0 \\ 2477 \bar{P}_3 + 4427 \bar{P}_5 - 137340 P_3' - 206910 P_5' &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (30)$$

此の兩式と  $\bar{P}_3 + P_3' = P_3$ ,  $\bar{P}_5 + P_5' = P_5$  の合計 4 個の式を聯立方程式として解けば

$$\left. \begin{aligned} \bar{P}_3 &= 0.9606 P_3 + 0.0362 P_5 \\ \bar{P}_5 &= 0.0179 P_3 + 0.9552 P_5 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (31)$$

及び

$$\left. \begin{aligned} P_3' &= 0.0394 P_3 - 0.0362 P_5 \\ P_5' &= -0.0179 P_3 + 0.0448 P_5 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (31)$$

を得。 (30) 式の  $\bar{P}_3, \bar{P}_5$  を (27) 式に、或は (31) 式の  $P_3', P_5'$  を (29) 式に代入すれば、トラスの撓みとして

表-4.

部 材		$S_2 S_2 \frac{l}{A}$	$S_3 S_3 \frac{l}{A}$	$S_4 S_4 \frac{l}{A}$	$S_5 S_5 \frac{l}{A}$	$S_6 S_6 \frac{l}{A}$	$S_7 S_7 \frac{l}{A}$	$S_8 S_8 \frac{l}{A}$
上 弦 材	2-4	252	189	126	63	142	94	47
	4-6	95	190	127	63	380	254	127
	6-4'	42	85	127	63	169	254	127
	4'-2'	16	31	45	63	63	94	126
斜 材	1-2	181	138	92	46	104	69	35
	2-3	113	163	109	54	122	81	41
	3-4	17	- 66	- 44	- 22	197	197	66
	4-5	17	- 66	- 44	- 22	197	131	66
	5-6	32	64	- 64	- 32	131	-131	- 66
	6-5'	32	64	- 64	- 32	131	-131	- 66
	5'-4'	17	44	66	- 22	88	131	- 44
	4'-3'	17	44	66	- 22	88	131	- 44
	3'-2'	14	27	41	54	54	81	109
	2'-1'	11	26	38	46	51	69	102
下 弦 材	1-3	51	39	26	13	29	19	10
	3-5	157	203	135	67	260	173	87
	5-5'	56	115	112	56	224	224	112
	5'-3'	29	58	87	67	116	173	135
	3'-1'	3	7	10	13	13	19	26
$\sum S_m S_n \frac{l}{A}$		1 252	1 351	991	521	2 561	1 866	1 126

$$\left. \begin{aligned} E \cdot y_2 &= 1745 P_2 + 2 301 P_3 \\ E \cdot y_3 &= 2 459 P_2 + 4 303 P_3 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (32)$$

を得。本式は §3 水路鋼管の不静定反力決定の際に使用せる (6) 式である。

然るに水路鋼管より傳達される荷重は §3, (2) に於て求めたる 水路鋼管の不静定反力  $R$  の  $1/2$  であり、環桁の自重を 3.5t, トラスの自重を 250t とすれば格点荷重は夫々次の如し。

- 端格点 1;  $P_1 = 1/2 \times 224 + 3.5 + 12.5 = 128t$
- 格点 3;  $P_3 = 1/2 \times 273 + 3.5 + 25.0 = 165t$
- 格点 5;  $P_5 = 1/2 \times 163 + 3.5 + 25.0 = 110t$

よつて  $\bar{P}, P'$  を知り之等の荷重によるトラス各部材の軸方向力を求め、假定した断面の應力度(下弦材に於ては曲げモーメントに依る縁應力を加算したもの)の値を求めた。その結果は 圖-4 に示した如くであつて假定した断面は適切安全なることを知り採用したのである。更に二次應力を計算した結果及び一次應力と合算した値は表-5 に掲げた如くである。

トラスには縦桁及び横桁を設けて橋梁全體の剛性を保持せしめると共に架設に便ならしめた。特に横桁には鋼管の最下點を取付け之を支點として、満水せる鋼管に作用する横地震力を左右の環桁支承に軸力として傳へる様

表-5. 上弦材及斜材の應力

部 材		一次應力	格 點	副 應 力		合 計	
				上又は左	下又は右	上又は左	下又は右
上	2-4	(-) 798	2	(+) 86	(-) 140	(-) 712	(-) 938
			4	(-) 145	(+) 235	(-) 943	(-) 563
弦	4-6	(-) 753	4	(-) 105	(+) 163	(-) 858	(-) 585
			6	(-) 67	(+) 108	(-) 820	(-) 645
斜	1-2	(-) 719	1	(-) 124	(+) 202	(-) 843	(-) 517
			2	(+) 68	(-) 111	(-) 651	(-) 830
	2-3	(+) 811	2	(+) 89	(-) 89	(+) 900	(+) 722
			3	(-) 103	(+) 103	(+) 708	(+) 914
	3-4	(-) 544	3	(-) 146	(+) 146	(-) 690	(-) 398
			4	(+) 94	(-) 94	(-) 450	(-) 633
材	4-5	(+) 662	4	(+) 115	(-) 115	(+) 777	(+) 547
			5	(-) 67	(+) 67	(+) 595	(+) 749
	5-6	0	5	(-) 70	(+) 70	(-) 70	(+) 70
			6	(+) 8	(-) 8	(+) 8	(-) 8

下弦材の應力

部 材	格 點	一 次 應 力		副 應 力		合 計	
		上 縁	下 縁	上 縁	下 縁	上 縁	下 縁
1-3	1	+325	+325	+60	-60	+385	+265
	3	+128	+522	-185	+185	-57	+707
3-5	3	+583	+977	-170	+170	+413	+1147
	5	+495	+1065	-359	+359	+136	+1424
5-5'	5	+402	+870	-293	+293	+109	+1163
	5'	+402	+870	-293	+293	+109	+1163

表-6. 水路橋架設工程表

	1	2	3	4	5	6	7	8
部材搬入								
トラス架設								
キヤンバー修正								
リベット打								
鉄管敷設								
鉄管リベット打								
上橋竣工								

に工夫したのである(圖-12)。

6. 架設工事状況

架設は表-6 実施工程表に示す如く、先づトラス各部材の運搬は昭. 15. 11. 27. より昭. 15.12. 20. 迄に行ひ、全部材の到着を待たず昭. 15. 12. 9. より架設に取掛つた。架設の主なる設備としては：

- ガイ・デリック……………腕長 45 m・50 IP…………川中島に設置
- 二脚デリック……………腕長 9 m・30 IP…………左岸 “
- コンプレッサ……………50 HP…………川中島 “
- オイル・ジャッキ…………… $\begin{cases} 25 \text{ t} \cdot 2 \text{ 臺} \\ 50 \text{ t} \cdot 4 \text{ 臺} \end{cases}$

以上の中、ガイ・デリックは總ての部材を吊して所定の位置に運び非常な偉力を發揮して安全正確に工事を進めることが出来た。又下弦材の曲げ強さを利用して手延式にて最初に下弦材のみを架設して之を足場として利用したことも本工事の特色とするところである。以下架設状況を順を追ふて寫眞を掲げて説明する。

圖-17. トラス架設説明圖

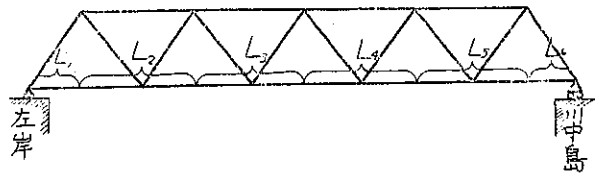
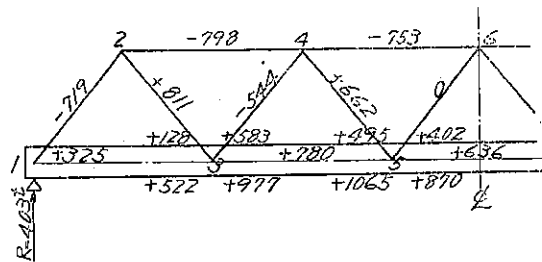


圖-18.



寫眞-1. 下弦材  $L_1$  を(圖-17 参照) ガイ・デリックにて吊しその一端を左岸橋臺上に、他端を橋臺前方に組んだ檜丸太 4 本から成る檣に載せ、之に  $L_2$  をガイ・デリックにて吊した儘ボルト締めした。 $L_6, L_6$  は現場工作場にてリベット打して 15 m の一部材となし、ガイ・デリックに吊して一端を川中島橋臺上に、他端を檣丸太の檣の上に載せた。

寫眞-2. 以上の部材には直ちに床桁及び縦桁を取付け、次に架設すべき中央部下弦材に對するカウンター・ウエイトたらしめた。

寫眞-3.  $L_3$  を吊して  $L_2$  にボルト締めし、先端を  $L_2$  上に立てた檣丸太を支柱として 19 mm ワイヤーにて後方に張つて支へ、最後に  $L_4$  を入れて 8.5 cm の反りを付け鉸孔の調節を行つた。左岸側の端柱はガイ・デリックの腕長を以てしても届かぬ爲、左岸に設置した二脚デリックに吊り換へ之によつて所定の位置にボルト締めした。

寫眞-4. 川中島側端柱はガイ・デリックに吊してボルト締めした。斜材を取付けるに當り中央部分の重さが增加するのに備へ、カウンター・ウエイトたらしめる可く鋼管 1 環宛を兩端に載せた。

寫眞-5. 上弦材は 2 パネルを 1 部材としてあるので(工場鉸)合計 4 部材で何れもガイ・デリックにて吊し取付け、上横綾構は鋼管敷設後に施工することゝしストラットのみ假取付けをなし、斯くて昭. 15.12.26. に一先づ架設を終つたのである。

反りを中央にて所定の 4.5 cm に修正するにはガイ・デリック及びオイル・ジャッキ 6 臺を使用し 2 週間の日子を費して昭. 16.1.9. 完了し、直ちに鉸銀開始し同月 27 日打ち終り、水路鋼管を敷設し鉸銀し最後に上横綾構を取付け昭. 16.4.8. 完了した。塗装は全部材共工場で下塗し、現場にて架設後補修の上、錆止め中塗及び上塗各一回宛行つた。鋼管は据付後内面は一回塗装、外面は下塗、中塗、上塗各一回行つた。次に架橋工事に要した人

写真-1. 下流より見る



写真-2. 左岸より見る

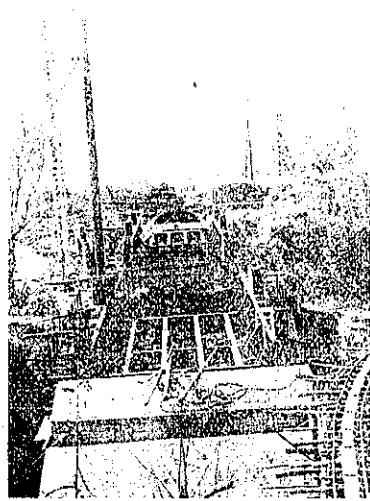
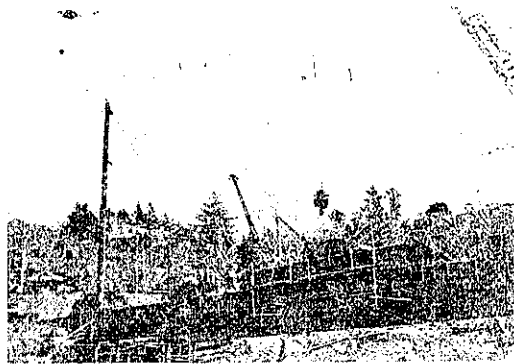
写真-3. ( $L_4$  を吊下げ中)

写真-4. (斜材の取付)

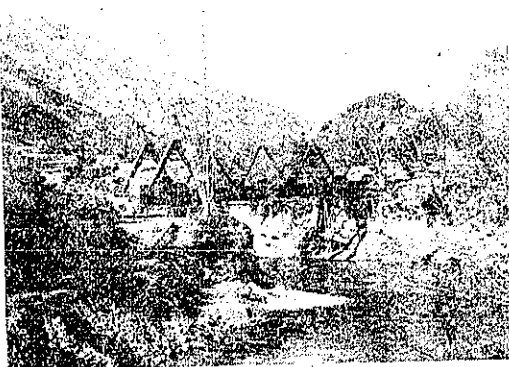
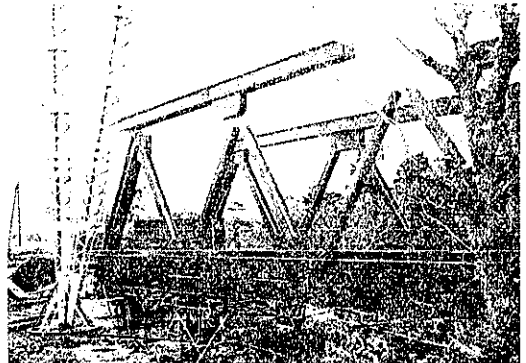


写真-5. (上弦材の取付)





員数を掲げると表-7の如くであつた。又表-8は水路橋全材料一覧表である。

表-7. 架橋従業人員

工 事 種 別		所 要 日 数	一 日 従 業 人 員	延 人 員
ガイ・デリック	組立	25	7	175
二脚デリック	組立	4	5	20
檣	製作	5	4	20
〃	組立	5	6	30
運 搬	途中卸	14	14	196
	現場迄運搬	14	7	98
	驛—現場運搬	7	8	56
沓据付		4	6	24
橋梁架設		27	6	162
キャンパー修正		12	10	120
小物取付		3	6	18
足場作り		12	5	60
〃 取外し		6	6	36
本締リベット打		18	12	216
鋼管敷設		21	7	147
合 計		177		1378

(昭. 18. 6. 2. 受付)