

## Ⅳ 架 設 設 計 例

### 1. 手延式架設工法

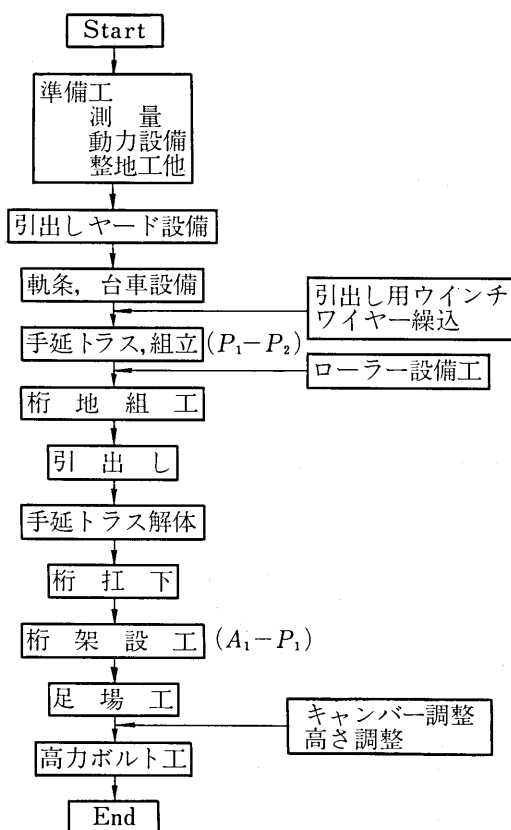
#### 1.1 概 要

この工法は地上またはすでに架設済の桁上で組立を終了した本体構造物を押し出し、または引出して架設する工法である。一般に桁下の空間にベント等の設置が困難であったり揚重機が進入できない場合に用いられることが多い。

架設しようとする本体構造物の重心位置が送り出し支点を越えて転倒するおそれのある場合には、本体構造物の先端に小形のトラスまたはビーム等の装置を施す場合が多い。この装置を手延機という。手延機を用いた押し出しまたは引出し工法を手延式架設という。

#### 1.2 架設要領

フローチャート



図Ⅳ. 1

1.3 架設一般図

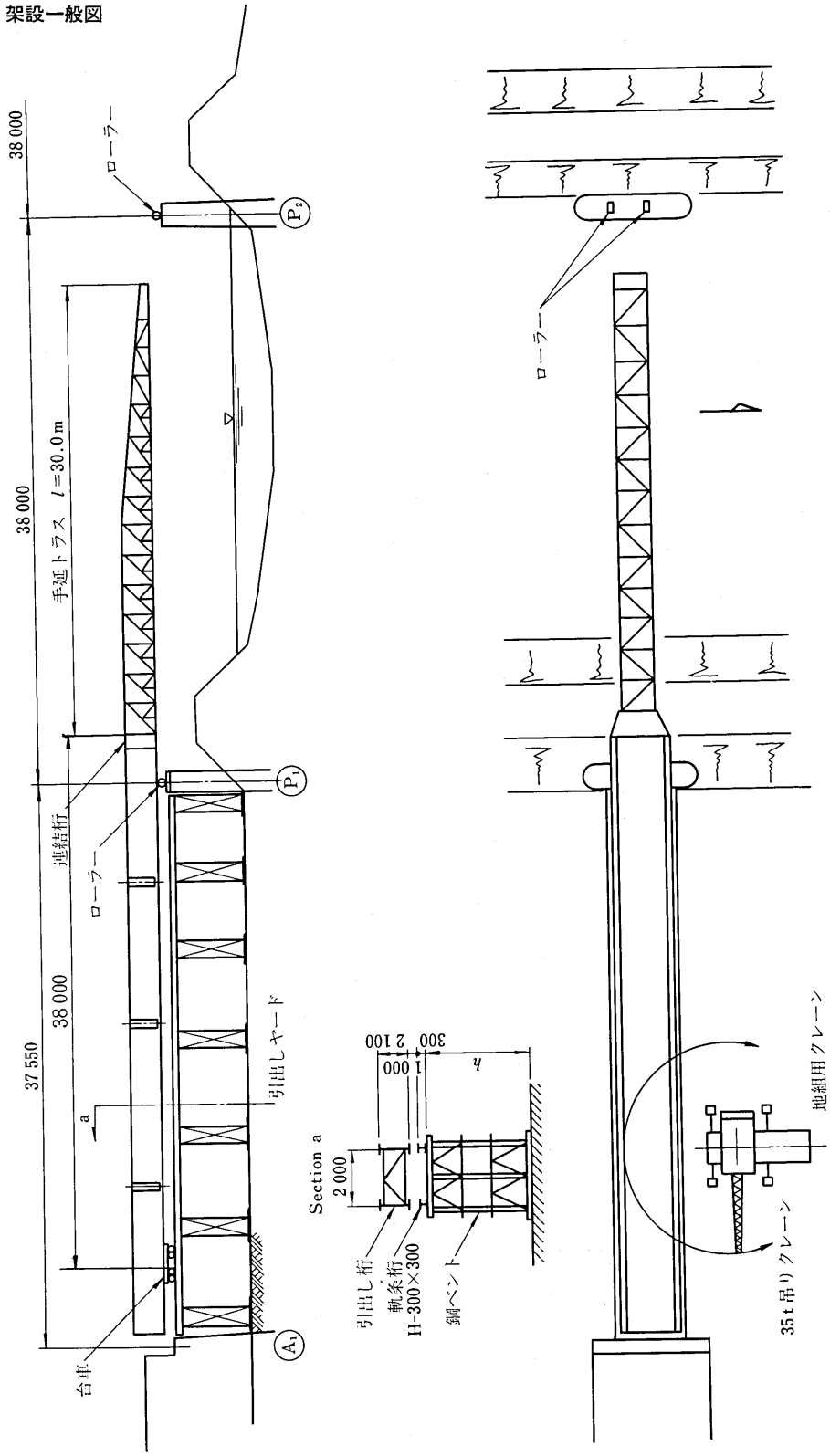


図 N. 2 架設一般図

## 1.4 計算条件

### (1) 荷 重

#### 1) 基本鉛直荷重 ( $P_0$ )

主桁自重 (1主桁当り)  $0.45 \text{ t/m}$

手延トラス (1主構当り)  $0.20 \text{ t/m}$

架設機材重量 (足場等) および雪荷重は必要に応じて考慮する必要があるが本計算例では省略する。

#### 2) 照査水平荷重 ( $H_0$ )

荷重係数を 0.05 とする。

主桁自重  $0.45 \text{ t/m} \times 0.05 \times 2 = 0.045 \text{ t/m}$  (2主桁当り)

手延トラス  $0.20 \text{ t/m} \times 0.05 \times 2 = 0.020 \text{ t/m}$  (2主構当り)

#### 3) 風 荷 重 ( $W$ )

架設時風速 ; 本橋の架設時に予測した風速  $v = 30 \text{ m/sec}$

抗力係数 ;  $C_D$  設計指針の表 3.4.1 を適用すると

主桁に対して  $B/D = 2.0 \text{ m} / 2.1 = 0.952$

$$C_D = 2.1 - (0.1 \times 0.952) = 2.005$$

手延トラスに対して

$$\text{充実率 } \phi = \frac{1.769 \text{ m}^2}{2.1 \text{ m} \times 2.0 \text{ m}} = 0.421$$

$$C_D = 1.1 \sqrt{3/2 \times 0.421} = 2.076$$

主桁に対する風荷重 ;  $W_G$

$$W_G = \frac{1}{2} \rho C_D V_D^2 = \frac{1}{2} \times 0.125 \times 2.005 \times 30^2 = 112.8 \text{ kg/m}^2$$

手延トラスに対する風荷重 ;  $W_T$

$$W_T = \frac{1}{2} \rho C_D V_D^2 = \frac{1}{2} \times 0.125 \times 2.076 \times 30^2 = 116.8 \text{ kg/m}^2$$

#### 4) 地 震 荷 重 ( $EQ$ )

架設期間が短いので考慮しない

#### 5) 温 度 変 化 ( $T$ )

考慮しない

#### 6) 衝 撃 荷 重 ( $I$ )

考慮しない

#### 7) 摩 擦 力 ( $F$ )

ローラーのころがり摩擦係数を 0.05 とする。

#### 8) 不均等荷重 ( $U$ )

設計指針の 6.13 「手延機」を参照

基本鉛直荷重に対して 20 %

主桁  $P_0 U = 0.45 \text{ t/m} \times 0.2 = 0.09 \text{ t/m}$

$$\text{手延 } P_o U = 0.20 \text{ t/m} \times 0.2 = 0.04 \text{ t/m}$$

を考慮する。ただし安定計算には考慮しない。

## (2) 安全率およびその他

### 1) 安全率

引出し架設中の転倒に対する安全率は、1.2 とする。

### 2) 許容応力度

鋼材の許容応力度は設計指針の表 4.3.1 に従う。

山形およびT断面を有する圧縮部材については道路橋示方書 3.6 (p. 127) に準拠する。

ローラー上の腹板の圧縮応力に対しては設計指針の 5.4 の解説による。

### 3) 細 長 比

道路橋示方書 10.2.4 (p. 267) に準拠する。

|       |      |     |
|-------|------|-----|
| 圧 縮 材 | 主要部材 | 120 |
|       | 2次部材 | 150 |
| 引張部材  | 主要部材 | 200 |
|       | 2次部材 | 240 |

以下とする。

### 4) 荷重の組合せと許容応力度の割増

$$P_o + H_o + U \longrightarrow 1.0$$

$$P_o + W + U \longrightarrow 1.1$$

### 5) 有効座屈長

道路橋示方書 10.2.3 (p. 264) に準拠する。

## 1.5 安 定 計 算

### (1) 荷 重 条 件

主桁自重 (1 主桁当り)      0.45 t/m

手延トラス (1 面当り)      0.20 t/m

その他、足場など必要に応じて、荷重条件として入れる必要があるが、ここでは計算簡略化のため省略する。

### (2) 安 全 率

ここでは手延トラスが先端ローラーに到着する直前についてのみ計算するが実際は各ケースについて計算 (架設順序に従い) し安全を確かめなければならない。

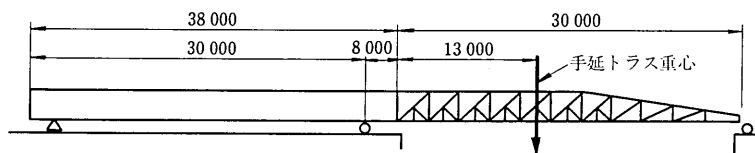


図 N. 3

$$\text{転倒モーメント} \quad M_1 = 0.20 \times 30 \times (13.0 + 8.0) = 126 \text{ t-m}$$

$$M_2 = 0.45 \times 8.0 \times 4.0 = 14.4 \text{ t-m}$$

$$\Sigma M = 140.4 \text{ t-m}$$

$$\text{抵抗モーメント} \quad M_{R1} = 0.45 \times 30 \times 15 = 202.5 \text{ t-m}$$

$$\Sigma M_R = 202.5 \text{ t-m}$$

$$\text{安全率} \quad S_F = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M} = \frac{202.5}{140.4} = 1.44 > 1.2$$

## 1.6 手延トラスの応力照査

電子計算機により直接トラス部材力を計算する方法もある。本例は内的に静定トラスなので全体をはりともみなして曲げモーメント、せん断力および反力を計算し、これらの断面力を用いてトラスの部材力を求める。

### (1) はりとしての断面力の計算

計算過程は省略し、応力照査に必要な Step 1, 5, 6, 8, 10 の結果のみを示す。

### (2) トラスの部材力

分格材は下弦材の格点間にローラーが位置する際に生じる曲げモーメントを減少させる目的で設けたもので、トラスの部材力を計算する場合にはダミー材として無視する。

各部材の断面力は次のように計算する。

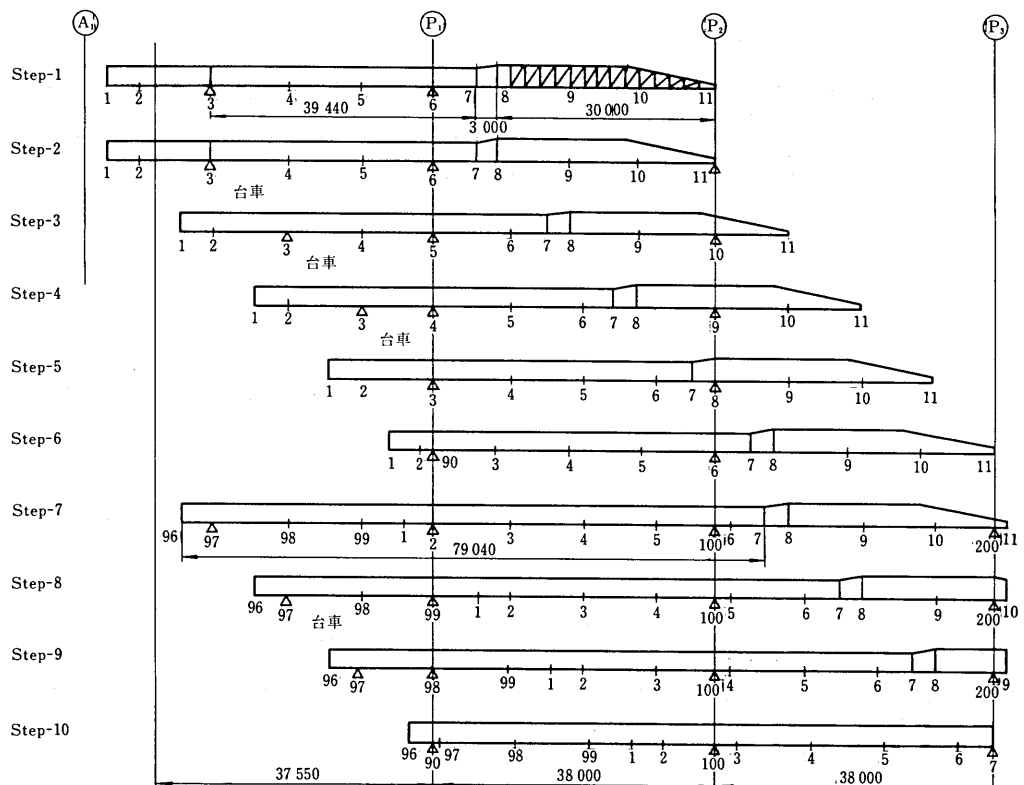


図 IV. 4 (a)

Step 1

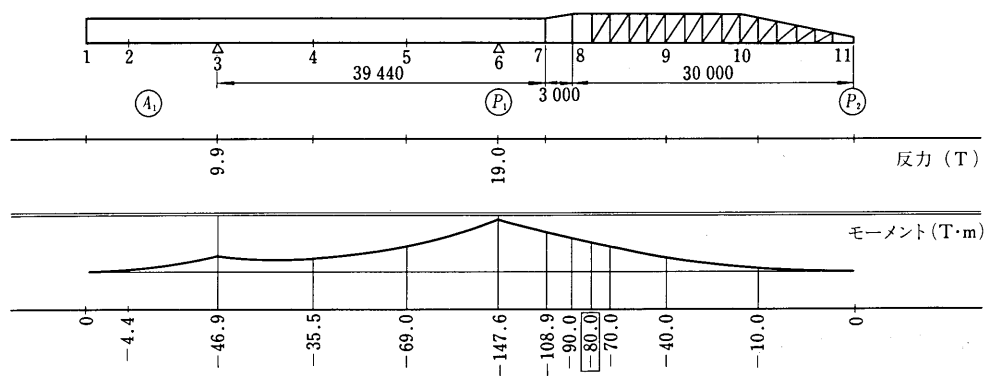


図 N. 4 (b)

Step 5

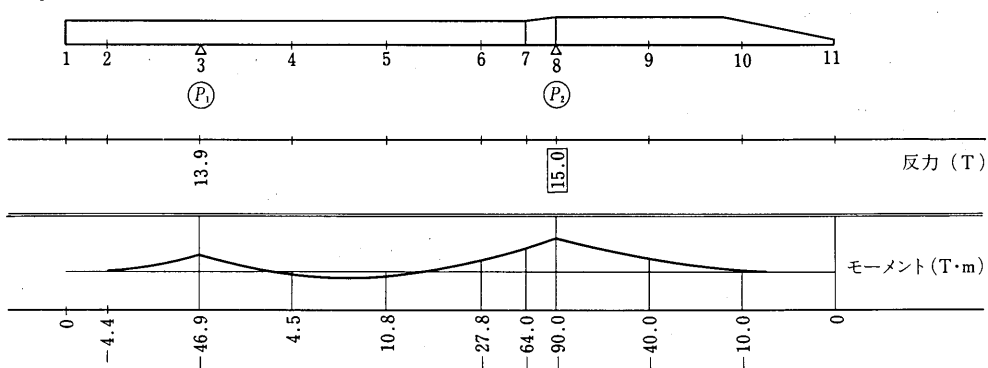


図 N. 4 (c)

Step 6

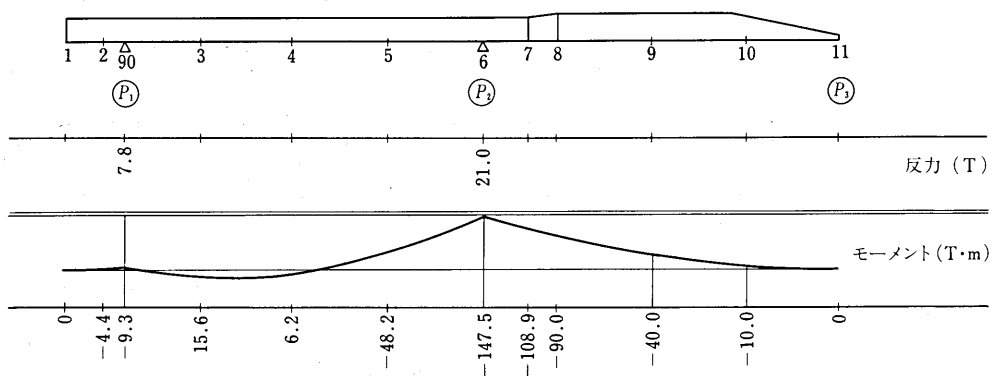


図 N. 4 (d)

Step 8

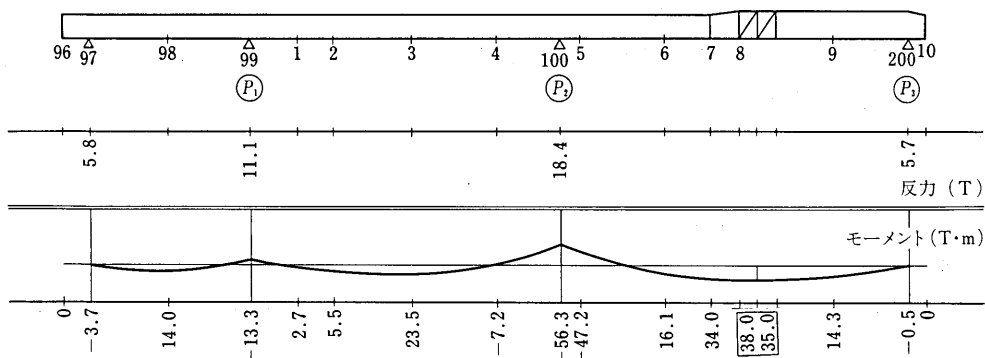


図 IV. 4 (e)

Step 10

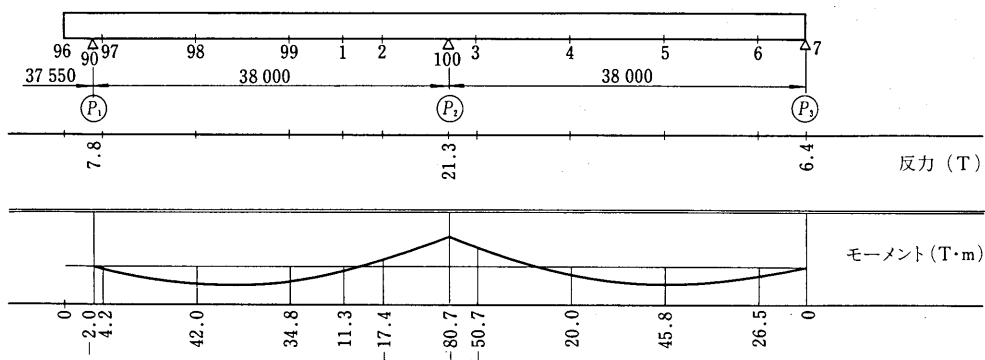


図 IV. 4 (f)

1) 上 弦 材

$$\bar{U} = BM_{\text{point } n} \cdot \frac{1}{H_n}$$

ここに,  $BM_{\text{point } n}$ : point  $n$  の曲げモーメント

2) 下 弦 材

① ローラーが格点に作用する場合

$$\bar{L} = BM_{\text{point } n-1} \cdot \frac{1}{H_{n-1}}$$

ここに,  $BM_{\text{point } n-1}$ : point  $n-1$  の曲げモーメント② ローラーが格点間に作用する場合: 格点間距離を  $l$  とし支間 $l$  の単純ばりの支間中央曲げモーメントを  $M_o$  とすると,端支間の曲げモーメント  $0.9 M_o$ 中間の曲げモーメント  $0.8 M_o$ 中間支点の曲げモーメント  $-0.7 M_o$ 

として計算する.

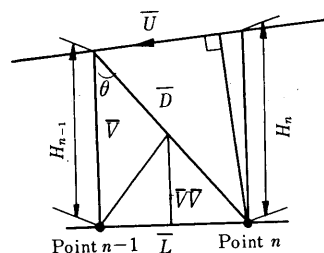


図 IV. 5

## ③ ①+② の合成応力度

$$\sigma_{L \cdot \max} + \sigma_{M \cdot \max} \geq \sigma_a$$

ここに,  $\sigma_{L \cdot \max}$  ; 下弦材の最大軸力による応力度,  $\sigma_{M \cdot \max}$  ; 曲げモーメントによる最大応力度,

$\sigma_a$  : 設計指針の 4.3 に示す許容応力度

## 3) 斜 材

$$\bar{D} = S_{n-1} \cdot \sec \theta$$

ここに,  $S_{n-1}$  : point  $n-1$  の右側のせん断力

## 4) 垂 直 材

上弦材が傾斜している場合にはせん断力の 1 部を上弦材が負担するので  $\bar{V}_n = \bar{S}_n$  , とすれば安全側の結果を得る.

## 5) 分格垂直材

ローラーが分格垂直材直下に来たときに最大部材力が発生する.

$$\bar{V} \bar{V} = R$$

## (3) トラス部材の応力照査

## 1) 上 弦 材

$N_{\max}$  は Step 1 および 5,  $N_{\min}$  は Step 8 で生じる.

$$N_{\max} = \frac{80.0 \text{ t-m}}{2.1 \text{ m}} = 38.1 \text{ t}$$

$$N_{\min} = \frac{38 \text{ t-m}}{2.1 \text{ m}} = 18.1 \text{ t}$$

使用断面 1-H 194×150×6×9 (SS 41)

$$A = 39.01 \text{ cm}^2 \quad r_y = 3.61 \text{ cm}$$

$$l/r = \frac{200 \text{ cm}}{3.61 \text{ cm}} = 55.4 < 120$$

$$\sigma_{ta} = 1750 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca} = 1750 - 10.5 (55.4 - 20) = 1378 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{38100 \text{ kg}}{39.01} = 977 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ta}$$

$$\sigma_c = \frac{-18100 \text{ kg}}{39.01 \text{ cm}^2} = -464 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

不均等荷重を考慮した場合

$$\sigma_{tu} = 977 \times 1.2 = 1172 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ta}$$

$$\sigma_{cu} = -464 \text{ kg/cm}^2 \times 1.2 = -557 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

## 2) 下 弦 材

$N_{\min}$  は Step 1 および 5,  $N_{\max}$  は Step 8 で生じる.

$$N_{\min} = \frac{700 \text{ t-m}}{2.1 \text{ m}} = -33.3 \text{ t}$$



$$N_{\max} = \frac{35.0 \text{ t-m}}{2.1 \text{ m}} = 16.7 \text{ t}$$

使用断面 1-H 244 × 175 × 7 × 11

$$H = 56.24 \text{ cm} \quad r = 4.18 \text{ cm}$$

$$l/r = \frac{100 \text{ cm}}{4.18 \text{ cm}} = 23.9$$

$$\sigma_{ta} = 1750 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca} = 1750 - 10.5 (23.9 - 20) = 1709 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{-33300 \text{ kg}}{56.24 \text{ cm}^2} = -592 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

$$\sigma_t = \frac{16700 \text{ kg}}{56.24 \text{ cm}^2} = 297 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ta}$$

不均等荷重を考慮した場合

$$\sigma_{cu} = -592 \text{ kg/cm}^2 \times 1.2 = -710 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

$$\sigma_{tu} = 297 \text{ kg/cm}^2 \times 1.2 = 356 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ta}$$

### 3) 下弦材の曲げ応力度

ローラーの最大反力  $R_R = 15.0 \text{ t}$  は Step 5 で生じる。

#### ① 単純ばりとしての曲げモーメント

$$M_o = \frac{1}{4} \times 15.0 \text{ t} \times 1.0 \text{ m} = 3.75 \text{ t-m}$$

端支間曲げモーメント

$$M = 3.75 \text{ t-m} \times 0.9 = 3.375 \text{ t-m}$$

#### ② 許容曲げ応力度

引張縁  $\sigma_{ta} = 1750 \text{ kg/cm}^2$

圧縮縁

$$Aw / Ac = 15.54 / 19.25 = 0.807 < 2.0$$

$$l/b = 200 \text{ cm} / 17.5 \text{ cm} = 11.43$$

$l$  は分格垂直材を無視して 2.0 m とすると

$$\sigma_{ba} = 1750 - 30 (11.43 - 4.5) = 1542 \text{ kg/cm}^2$$

#### ③ 作用曲げ応力度

使用断面

$$1 - \text{H}244 \times 175 \times 7 \times 11 \quad Z_x = 502 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_b = \frac{337500 \text{ kg-cm}}{502 \text{ cm}^3} = 672 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ba}$$

不均等荷重を考慮した場合  $\sigma_{bu} = 672 \times 1.2 = 806 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ba}$

#### ④ せん断応力度

$$\tau = \frac{15000}{22.2 \times 0.7} = 965 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

不均等荷重を考慮した場合  $\tau_u = 965 \times 1.2 = 1158 \text{ kg/cm}^2 > \tau_a$

ゆえに下弦材の補強設計を行う必要がある。

⑤ 曲げとせん断応力の合成応力度 (道路橋示方書 8.2.4 による。)

$$\left(\frac{672}{1750}\right)^2 + \left(\frac{965}{1000}\right)^2 = 1.079 < 1.2$$

不均等荷重を考慮した場合

$$\left(\frac{806}{1750}\right)^2 + \left(\frac{1158}{1000}\right)^2 = 1.55 > 1.2$$

ゆえに下弦材の補強設計を行う必要がある。

⑥ 軸力と曲げモーメントによる合成応力度 (道路橋示方書 3.3 による)

軸力が引張力の場合

$$\sigma_u = 672 \text{ kg/cm}^2 + 297 \text{ kg/cm}^2 = 969 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ta}$$

$$\sigma_l = -672 \text{ kg/cm}^2 + 297 \text{ kg/cm}^2 = -375 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ba}$$

不均等荷重を考慮した場合

$$\sigma_{uu} = 806 + 356 = 1162 < \sigma_{ta}$$

$$\sigma_{lu} = -806 + 356 = -450 < \sigma_{ba}$$

軸力が圧縮力の場合

$$\frac{592}{1709} + \frac{672}{1542} = 0.782 < 1.0$$

不均等荷重を考慮した場合

$$\frac{710}{1709} + \frac{806}{1542} = 0.938 < 1.0$$

#### 4) 斜材

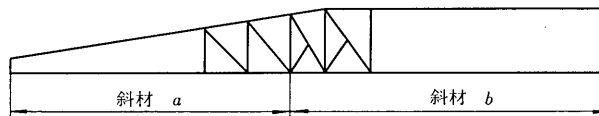


図 N. 6

斜材断面はすべて

$$1-L 130 \times 130 \times 9$$

$$A = 22.74 \text{ cm}^2 \quad r_x = 4.01 \text{ cm}$$

$$r_{\min} = 2.57 \text{ cm}$$

① 斜材 a : 有効座屈長はトラスの面外座屈に対して骨組長とする (道路橋示方書 10.2.3).

$$l/r = \frac{254.4 \text{ cm}}{4.01 \text{ cm}} = 63.4 < 120$$

$$\sigma_{ca} = 1750 - 10.5 (63.4 - 20) = 1294 \text{ kg/cm}^2$$

$N_{\max}$  は安全側に Step 5 の反力を用いて計算する。

$$N_{\max} = \frac{15.0 \text{ t} \times 2.544 \text{ m}}{1.65 \text{ m}} = (\pm) 23.127 \text{ t}$$

$$\sigma_c = \frac{23\,127\text{kg}}{22.74\text{cm}^2} = 1\,017\text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

不均等荷重を考慮した場合

$$\sigma_{cu} = 1\,017\text{ kg/cm}^2 \times 1.2 = 1\,220\text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

② 斜材 b : 有効座屈長  $l = 2.734\text{ m}$

$$l/r = \frac{273.4\text{cm}}{4.01\text{cm}} = 68.2 < 120$$

$$\sigma_{ca} = 1\,750 - 10.5(68.2 - 20) = 1\,244\text{ kg/cm}^2$$

$N_{\max}$  は Step 5 で生じる.

$$N_{\max} = \frac{15.0\text{t} \times 2.734\text{m}}{2.1\text{m}} = (\pm) 19.529\text{ t}$$

$$\sigma_c = \frac{19\,529\text{kg}}{22.74\text{cm}^2} = 859\text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

不均等荷重を考慮した場合

$$\sigma_{cu} = 859 \times 1.2 = 1\,031\text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

## 5) 垂直材

垂直材断面はすべて

$$1-L\ 130 \times 130 \times 9$$

$$A = 22.74\text{ cm}^2 \quad r_x = 4.01\text{ cm}$$

$$r_{\min} = 2.57\text{ cm}$$

有効座屈長  $l = 2.1\text{ m}$

$$l/r = \frac{210.0}{2.57} = 81.7 < 120$$

$$\sigma_{ca} = 1\,750 - 10.5(81.7 - 20) = 1\,102\text{ kg/cm}^2$$

$N_{\max}$  は Step 5 で生じる.

$$N_{\max} = 15.0\text{ t}$$

$$\sigma_c = \frac{15\,000\text{kg}}{22.74\text{cm}^2} = 660\text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

不均等荷重を考慮した場合

$$\sigma_{cu} = 660 \times 1.2 = 792\text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

## 1.7 横構の照査

照査水平荷重と風荷重を比較する.

$$W_T = 116.8\text{ kg/m}^2 \times 1.769\text{ m}^2 \times \frac{1}{2.0\text{ m}} \times \frac{1}{1.1} = 94\text{ kg/m} > H_0 = 20\text{ kg/m}$$

したがって, 風荷重で設計する. 風下側は載荷しない.

$P_{wo\max}$  は手延トラスの片持状態で生じる.

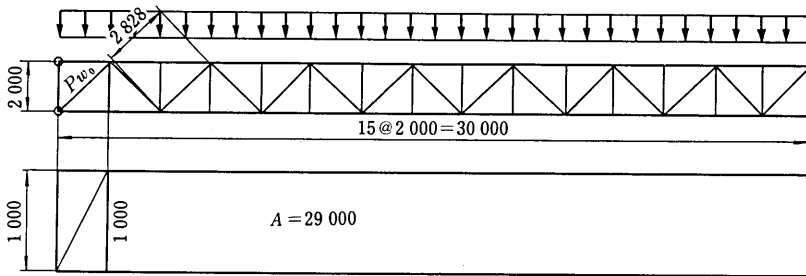


図 N・7

最大部材力

$$P_{wo} = 0.094 \text{ t/m} \times 29,000 \times \frac{2.828}{2.0} = 3.855 \text{ t}$$

上、下横構で半分ずつ荷重を分担すると考えると

$$P_{wo} = \frac{1}{2} \times 3.855 \text{ t} = 1.928 \text{ t}$$

使用部材  $P_{wo}$

$$1 - \text{CT } 72 \times 151 \times 8 \times 8$$

$$A = 17.72 \text{ cm}^2 \quad r = 1.91 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = \frac{282.8}{1.91} = 148 < 150$$

$$\sigma_{ca} = \frac{15,000,000}{6,700 + 148^2} = 524 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{1,928 \text{ kg}}{17.72 \text{ cm}^2} = 108.8 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

横構部材は全区間同一部材を使用しているので安全である。

横構内の支材の断面は 1-Pipe 101.6  $\phi \times 3.2$  である。応力度は対傾構を参照のこと。

### 1.8 対傾構の照査

$$U = L = 1.928 \text{ t}$$

$$D = 1.928 \times \frac{2.9}{2.0} = 2.796 \text{ t}$$

U および L 材の断面決定 1-Pipe 101.6  $\phi \times 3.2$

$$A = 9.892 \text{ cm}^2 \quad r = 3.48 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = \frac{200 \text{ cm}}{3.48 \text{ cm}} = 57.5$$

$$\sigma_{ca} = 1750 - 10.5 (57.5 - 20) = 1356 \text{ kg/cm}^2$$

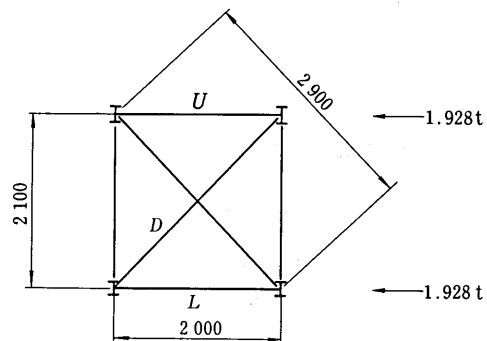


図 N・8

$$\sigma_c = \frac{1\,928\text{ kg}}{9.892\text{ cm}^2} = 195\text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

D 材の断面決定 1-Pipe 101.6  $\phi \times 3.2$

$$\frac{l}{r} = \frac{290\text{ cm}}{3.48\text{ cm}} = 83.3$$

$$\sigma_{ca} = 1\,750 - 10.5 (83.3 - 20) = 1\,085\text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{2\,796\text{ kg}}{9.892\text{ cm}^2} = 283\text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

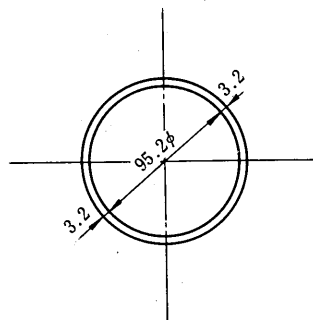


図 IV. 9

### 1.9 連結桁の照査

$$M = -90.0\text{ t-m}$$

|                   | (A) cm <sup>2</sup> | (y)   | (Ay <sup>2</sup> ) cm <sup>4</sup> |
|-------------------|---------------------|-------|------------------------------------|
| 2-Flg. ㄢ 200 × 19 | 76.0                | 115.0 | 1 005 100                          |
| 1-Web ㄢ 2 281 × 9 | 205.3               |       | 890 100                            |
| 計                 | 281.3               |       | 1 895 200                          |

$$\sigma = \frac{90 \times 10^5}{1\,895\,200} \times 115.95 = \mp 551\text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

$$\frac{A_i}{A_c} = \frac{205.3}{38} = 5.4 > 2$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}} = 2.39$$

$$K \frac{l}{b} = 2.39 \times \frac{5600}{20} = 23.9$$

$$\sigma_{ca} = 1\,750 - 15 (23.9 - 9) = 1\,527\text{ kg/cm}^2$$

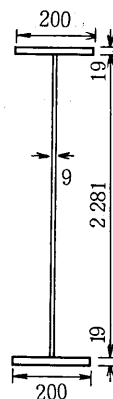


図 IV. 10

### 1.10 本体構造物の応力照査

#### (1) ローラー上の腹板の照査

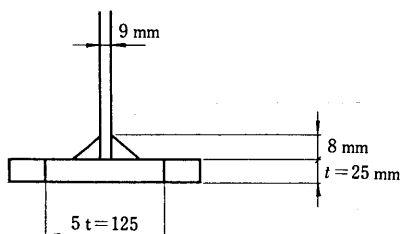


図 IV. 11

$R_{\max}$  は Step 10 で生じる.

$$R_{\max} = 21\,300\text{ kg}$$

すみ肉サイズ 8 mm

下フランジ厚 25 mm

ウェブ厚 9 mm

2輪ローラー使用



$$\sigma = \frac{14\,750\,000}{2\,477\,717} \times (105 + 2.2) = \pm 638 \text{ kg/cm}^2 \text{ (766 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\tau = 12\,200 / 189 = 64.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (77.5 kg/cm}^2\text{)}$$

① 安全率  $\nu_B$  : 架設時の許容応力の割増しを考え, 実応力度を 25%低減する. 座屈計算のため引張応力度を負で表わす.

$$\sigma_c = 766 / 1.25 = 613 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = -210 / 1.25 = -168 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 77.5 / 1.25 = 62.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\psi = \sigma_t / \sigma_c = -168 / 613 = -0.274$$

$$\eta = \tau / \sigma_c = 62.0 / 613 = 0.101$$

$$\begin{aligned} \nu_B &= 1.25 + (0.30 + 0.15 \psi) e^{-4.3 \eta} \\ &= 1.25 + \{ 0.30 + 0.15 \times (-0.274) \} e^{-4.3 \times 0.101} \\ &= 1.41 \end{aligned}$$

② 座屈パラメーター  $R$

$$\begin{aligned} R &= 0.90 - 0.10 \psi \\ &= 0.90 - 0.10 \times (-0.274) \\ &= 0.9274 \end{aligned}$$

③ 垂直応力度に対する座屈係数  $k_a$  : (DIN 4114, 1952 参照)

$$\alpha = a / b = 1341 / 1344 = 0.998$$

$$k' = (\alpha + 1/\alpha)^2 \frac{2.1}{\psi + 1.1}$$

$$= (0.998 + 1/0.998)^2 \times \frac{2.1}{0.101 + 1.1}$$

$$= 7.636$$

$$k'' = 23.9$$

$$k_\sigma = (1 + \psi) k' - \psi k'' + 10 \psi (1 + \psi)$$

$$= (1 - 0.274) \times 7.636 + 0.274 \times 23.9 - 10 \times 0.274 \times (1 - 0.274)$$

$$= 10.103$$

④ せん断応力度に対する座屈係数  $k_\tau$

$$\begin{aligned} k_\tau &= 4 + 5.34 / \alpha^2 \\ &= 4 + 5.34 / 0.998^2 \\ &= 9.361 \end{aligned}$$

⑤ 腹板の板厚, 板幅の関係

$$\begin{aligned} \left( \frac{t}{b} \right)^2 &\geq \frac{\nu_B \cdot \sigma_c}{(1378 R)^2} \left\{ \frac{1 + \psi}{4 k_\sigma} + \sqrt{\left( \frac{3 - \psi}{4 k_\sigma} \right)^2 + \left( \frac{\eta}{k_\tau} \right)^2} \right\} \\ &\geq \frac{1.41 \times 613}{(1378 \times 0.9274)^2} \left\{ \frac{1 - 0.274}{4 \times 10.103} + \sqrt{\left( \frac{3 - 0.274}{4 \times 10.103} \right)^2 + \left( \frac{0.101}{9.361} \right)^2} \right\} \end{aligned}$$

$$\geq 5.276 \times 10^{-5}$$

ここで,

$$\left(\frac{t}{b}\right)^2 = \left(\frac{9}{1344}\right)^2 = 4.484 \times 10^{-5} < 5.276 \times 10^{-5}$$

以上の結果から Point 6 において腹板座屈のおそれがあるため補強する。

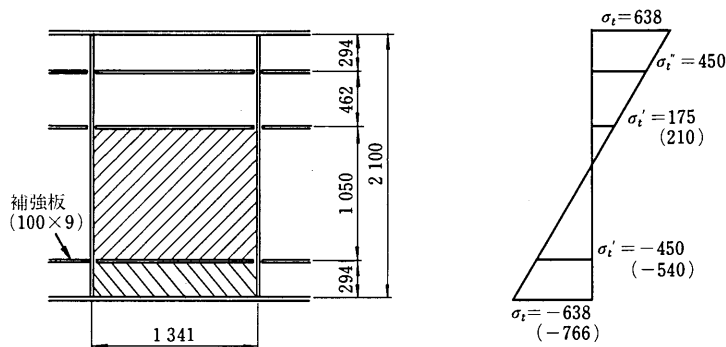


図 N. 13

### (3) 補強後の腹板座屈の検討

#### ① 安全率 $\nu_B$

$$\psi_1 = 432 / 613 = 0.705 \quad \psi_2 = -168 / 432 = -0.389$$

$$\eta_1 = 62.0 / 613 = 0.101 \quad \eta_2 = 62.0 / 432 = 0.144$$

$$\nu_{B1} = 1.25 + (0.30 + 0.15 \times 0.705) e^{-4.3 \times 0.101} = -1.51$$

$$\nu_{B2} = 1.25 + (0.30 - 0.15 \times 0.389) e^{-4.3 \times 0.144} = -1.38$$

#### ② 座屈パラメーター, $R$

$$R_1 = 0.90 - 0.10 \times 0.705 = 0.8295$$

$$R_2 = 0.90 + 0.10 \times 0.389 = 0.9389$$

#### ③ 座屈係数 $k_\sigma$ , $k_\tau$

$$\alpha_1 = 1341 / 294 = 4.561 \quad \alpha_2 = 1341 / 1050 = 1.277$$

$$k_{\sigma 1} = 8.4 / (\psi_1 + 1.1) = 8.4 / (0.705 + 1.1) = 4.654$$

$$k' = (1.277 + 1 / 1.277)^2 \times \frac{2.1}{0 + 1.1} = 8.102$$

$$k'' = 23.9$$

$$k_{\sigma 2} = (1 - 0.389) \times 8.102 + 0.389 \times 23.9 - 10 \times 0.389 \times (1 - 0.389) = 16.624$$

$$k_{\tau 1} = 5.34 + 4.00 / 4.561^2 = 5.532$$

$$k_{\tau 2} = 5.34 + 4.00 / 1.277^2 = 7.793$$



## ④ 板厚・板幅の関係

$$\begin{aligned}
\left(\frac{t}{b}\right)^2 &\geq \left(\frac{b_1}{b}\right)^2 \frac{\nu_{B1} \cdot \sigma_c}{(1378 R_1)^2} \left\{ \frac{1+\psi_1}{4 k_{\sigma 1}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi_1}{4 k_{\sigma 1}}\right)^2 + \left(\frac{\eta_1}{k \tau_1}\right)^2} \right\} \\
&\geq \left(\frac{294}{1344}\right)^2 \times \frac{1.51 \times 613}{(1378 \times 0.8295)^2} \times \left\{ \frac{1+0.705}{4 \times 4.654} + \sqrt{\left(\frac{3-0.705}{4 \times 4.654}\right)^2 + \left(\frac{0.101}{5.532}\right)^2} \right\} \\
&\geq 7.329 \times 10^{-6} \\
\left(\frac{t}{b}\right)^2 &= \left(\frac{9}{1344}\right)^2 = 4.484 \times 10^{-5} \geq 7.329 \times 10^{-6} \\
\left(\frac{t}{b}\right)^2 &\geq \left(1 - \frac{b_1}{b}\right)^2 \frac{\nu_{B2} \sigma_c}{(1378 R_2)^2} \left\{ \frac{1+\psi_2}{4 k_{\sigma 2}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi_2}{4 k_{\sigma 2}}\right)^2 + \left(\frac{\eta_2}{k \tau_2}\right)^2} \right\} \\
&\geq \left(1 - \frac{294}{1344}\right)^2 \times \frac{1.38 \times 432}{(1378 \times 0.9389)^2} \times \left\{ \frac{1-0.389}{4 \times 16.624} + \sqrt{\left(\frac{3+0.389}{4 \times 16.624}\right)^2 + \left(\frac{0.144}{7.793}\right)^2} \right\} \\
&\geq 1.378 \times 10^{-5} \\
\left(\frac{t}{b}\right)^2 &= 4.484 \times 10^{-5} > 1.378 \times 10^{-5}
\end{aligned}$$

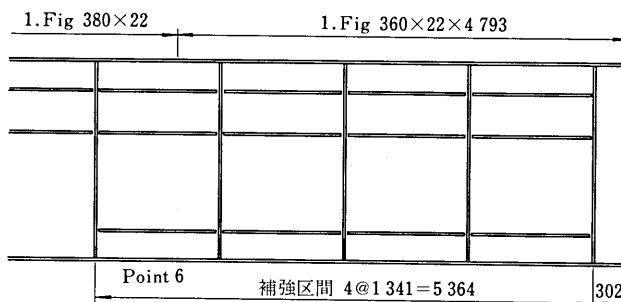


図 N・14 補強区間（全主桁共通）

## 1.11 引出し力の検討

道路の縦断勾配または架設桁の上を走行させるときのキャンパーの勾配，台車の摩擦等によるけん引抵抗を計算し，ウインチおよびワイヤー設備を計画しなければならない。

ここで， $r$ ：けん引力， $r_1$ ：おしめ力，とすると

$$\begin{aligned}
r &= (1 + \alpha) \{ (P_1 + P_2) \mu \times 1.3 + (P_1 \times 1.3 \times \tan \theta_1) \\
&\quad + (P_2 \times 1.3 \times \tan \theta_2) \} \times T
\end{aligned}$$

$$r_1 = d \{ (P_1 + P_2) \mu \times 1.3 + (P_1 \times 1.3 \times \tan \theta_1) \} + (P_2 \times 1.3 \times \tan \theta_2)$$

ただし， $\mu$ ：ローラーおよび台車の摩擦抵抗係数 = 0.05

$$T : \text{出発抵抗} = 1.5$$

$\alpha$  : おしめ抵抗 (上り勾配 ;  $\alpha = 0.2$ , 下り勾配 ;  $\alpha = 0.6$ )

$P \times \tan \theta$  : 勾配抵抗

$P_1$  ; 前方台車反力

$P_2$  ; 後方台車反力

$\theta_1$  ; 前方台車が登る (下る) 勾配

$\theta_2$  ; 後方台車が登る (下る) 勾配

荷重の偏心を考慮して 30 % 割増す.

$$P_1 = 38.0 \text{ t} \quad P_2 = 19.8 \text{ t}$$

さらに,  $\tan \theta_1 = \tan \theta_2 = 0.005$  の下り勾配とすると

$$\begin{aligned} r &= (1 + 0.6) \{ 38.0 + 19.8 \} \times 0.05 \times 1.3 \\ &\quad + 38.0 \times 1.3 \times (-0.005) + 19.8 \times 1.3 \times (-0.005) \} \times 1.5 \\ &= 1.6 \times 3.38 \times 1.5 = 8.11 \text{ t} \\ r_1 &= 0.6 \times \{ (38.0 + 19.8) \times 0.05 \times 1.3 \\ &\quad + 38.0 \times 1.3 \times (-0.005) + 19.8 \times 1.3 \times (-0.005) \} \\ &= 0.6 \times 3.38 = 2.03 \text{ t} \end{aligned}$$

となる.

ここで, 巻上速度 42 m/min, 直引力 3 t の 30 HP 単胴ウインチおよび 2 車ブロックの 2 個のワイヤー 4 本を使用する (図 N 15 参照)

$$\text{引出し力} = r / n = 8.11 / 4 = 2.03 \text{ t} < 3 \text{ t}$$

$$\text{引出し速度} = 42 / 4 = 10.5 \text{ m/min}$$

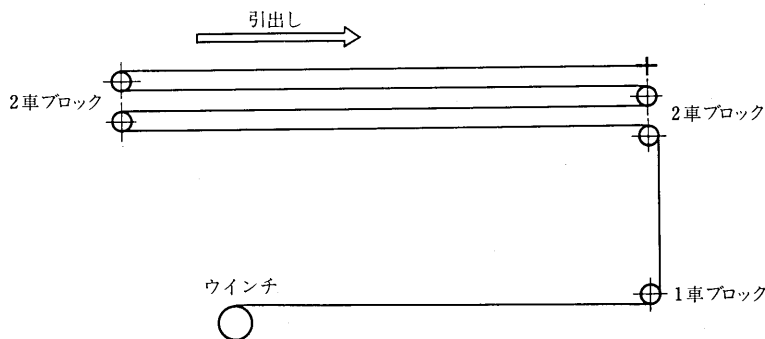
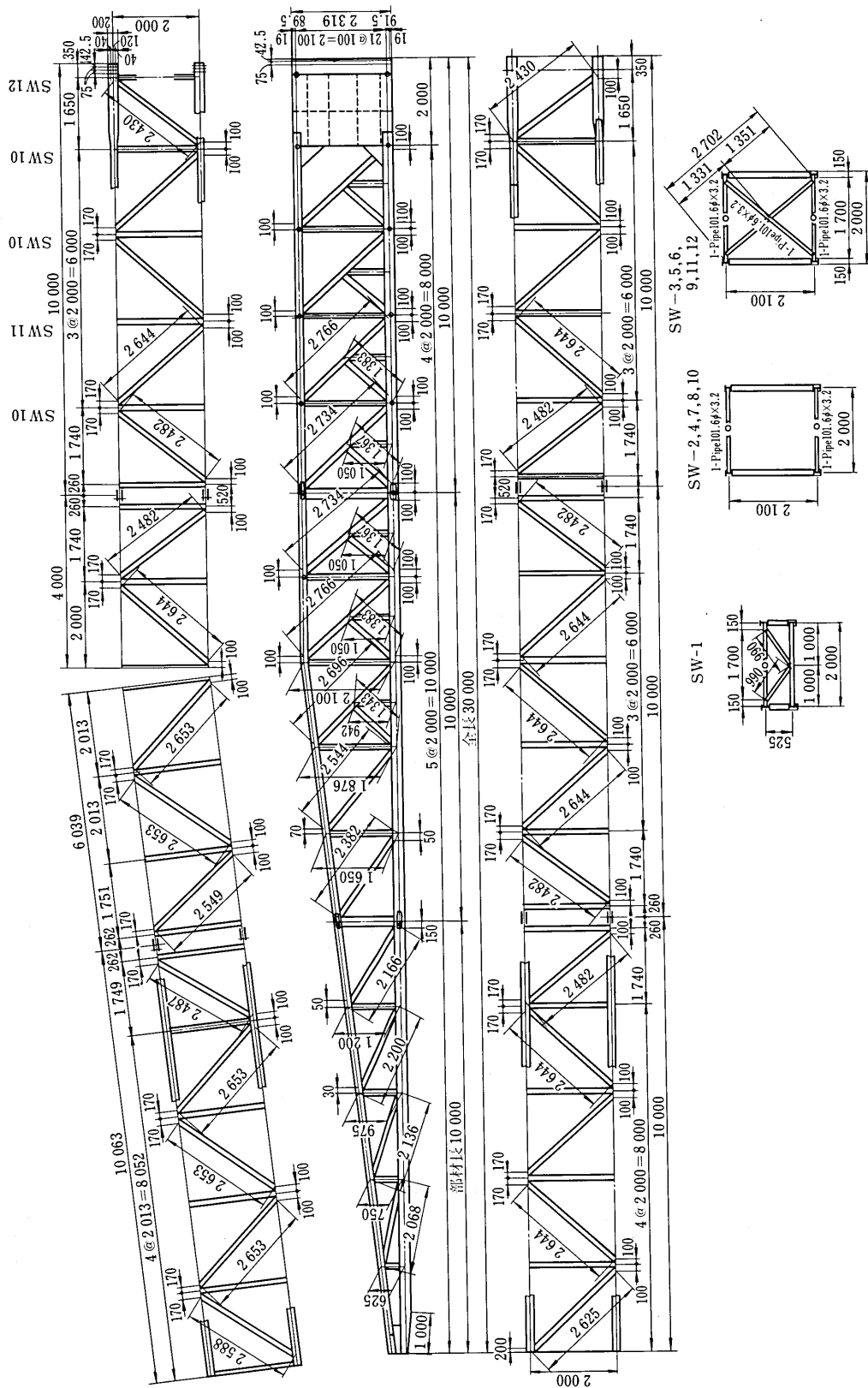


図 N. 15

### 1.12 手延トラス図



## 2. ケーブル直吊式工法

### 2.1 概 要

この工法は架設用の吊橋構造（吊り下げ設備）をまず架設し、この吊り下げ設備を利用して本体構造物を架設する工法である。一般に架設地点の谷が深いなどの理由により、ベントの設置が困難な場合に用いられることが多い。

吊り下げ設備は主索、後方索、吊索、鉄塔、アンカーおよびケーブルクレーン等によって構成される。ケーブルクレーンについてはクレーン構造規格によって、また、それ以外については本設計指針によって照査しなければならない。

ケーブル直吊り式工法におけるおもな注意点として次の事項があげられる。

- ① アンカーの安全率が十分であること。
- ② ワイヤロープは荷重の増加によって径が細くなるので、定着部のクリップ止めの締付け点検を行うこと。
- ③ 鉄塔の基礎は十分な支持力があること。
- ④ メインワイヤーを複数本用いる場合には、同一種類、同一径のワイヤロープであっても使用した履歴により弾性係数などが異なるため、作用力に差が生じるので注意を要する。

この直吊工法の架設のための設計計算には、鉄塔の計算およびアンカーブロックの計算が必要であるが、いずれもⅢ「仮設構造物等の設計例」にあるので、ここでは省略する。

### 2.2 一 般 寸 法

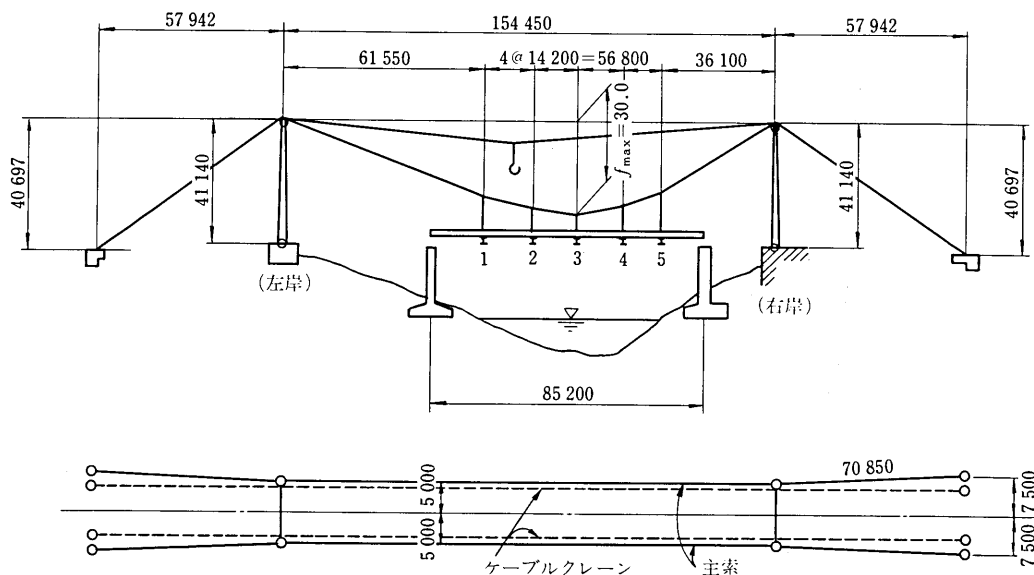


図 N. 17

## 2.3 架設要領

### (1) 架設工事のフローチャート

図 N. 18 参照

#### (2) 各種アンカー類の設置

コンクリートアンカー、橋脚、橋台、鉄塔基礎には以下に示

すように各種アンカー類を埋込む必要がある。

橋脚、橋台などの下部工を利用する場合には、下部工の設計照査を行って、安全率が十分であることを確認したうえで下部工施工時にアンカー類を埋込むものとする。

#### 1) コンクリートアンカーブロック

- ① 主索のアンカーフレーム
- ② ケーブルクレーンのアンカーフレーム
- ③ ウインチ用アンカー金具
- ④ 鉄塔建方用の段取アンカー金具

#### 2) 橋脚、橋台

- ① ワイヤブリッジ用のアンカー金具
- ② 支承用アンカーボルト

#### 3) 鉄塔の基礎

- ① 鉄塔ベースのアンカーボルト
- ② 横行、巻上げ索用アンカー金具

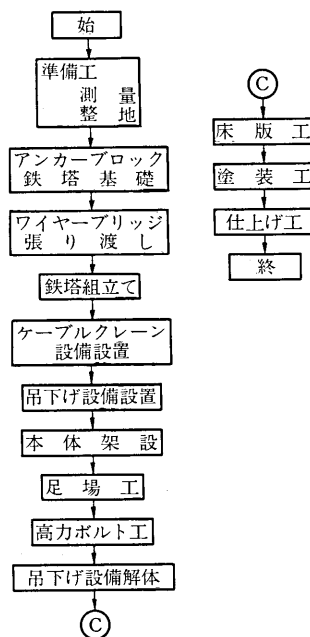


図 N. 18

## 2.4 吊下げ設備の計算

### (1) 荷重の扱いについて

主索、後方索の計算は基本鉛直荷重に対して設計する。基本鉛直荷重は本体構造物自重、直吊り設備、足場工重量を含むものとする。

風荷重、地震荷重、基本水平荷重などの水平荷重に対しては本体構造物の横剛性で耐えるものとし、計算は省略する。

衝撃荷重はメインケーブル全体の変形で吸収されるので考慮しない。

温度変化、摩擦荷重の影響は小さいので考慮しない。この計算例では主索は片側につき2本ずつ用いているが、次のような処置によって調整しているので不均等荷重は考慮しない。

- ① 2本のワイヤーロープは種類、断面が同一であるとともに使用履歴が類似したものを用いる。
- ② ワイヤーロープは使用前にプレストレスしてマーキングを行う。
- ③ 吊材からの力を均等に伝達するような調整装置を用いる。

### (2) ワイヤーロープの安全率について

設計指針 4.2「安全率の標準」より、吊り下げ設備の主策、後方策の安全率は2.0 また吊索の安全率は4.0 とする。ただし、ワイヤーロープの切断荷重は設計指針 8.4「ワイヤーロープの設計荷重」によって、端末加工による低減を考慮するものとする。

## (3) 主索および後案の計算

## 1) 荷重 (両面ケーブル)

## 基本鉛直荷重

|                                                  |                      |         |
|--------------------------------------------------|----------------------|---------|
| 本体構造物自重                                          |                      | 283.0 t |
| メインケーブル自重 (2@60 φ (7×7+6 W <sub>S</sub> (31) ) ) | 11.0                 |         |
| 吊索装置                                             | 5.0                  |         |
| 受ばり (含金具類)                                       | 5 × 1.1 =            | 5.5     |
| 足場自重                                             | 0.020 × 5.0 × 85.2 = | 8.5     |
| $\Sigma W =$                                     |                      | 313.0 t |

## 2) 格点荷重 (片側ケーブル)

格点は等間隔であり、それぞれが等分に作用するものと仮定する.

$$P = W / (n + 1) \times 1/2 = 313.0 / (5 + 1) \times 1/2 = 26.1 \text{ t}$$

## 3) 反 力

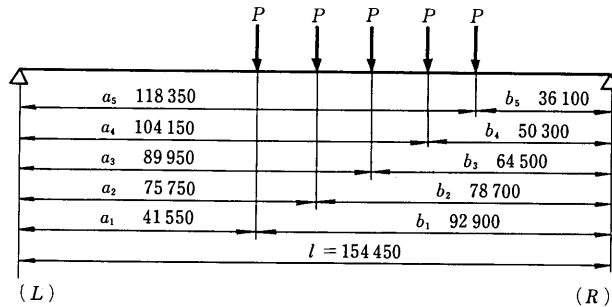


図 N. 19

$$R_{(L)} = \frac{P}{l} \Sigma b_i$$

$$= \frac{26.1}{154.45} \times (36.1 + 50.3 + 64.5 + 78.7 + 92.9) = 54.50 \text{ t}$$

$$R_{(R)} = 5P - R_{(L)} = 5 \times 26.1 - 54.5 = 76.0 \text{ t}$$

## 4) 曲げモーメント

$$M_i = R_{(L)} \cdot a_i - \Sigma P_j \times (a_j - a_i)$$

$$M_1 = 54.5 \times 61.55 = 3354 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = 54.5 \times 75.75 - 26.1 \times 14.2 = 3758$$

$$M_3 = 54.5 \times 89.95 - 26.1 \times 14.2 \times 3 = 3790$$

$$M_4 = 54.5 \times 104.15 - 26.1 \times 14.2 \times 6 = 3452$$

$$M_5 = 54.5 \times 118.35 - 26.1 \times 14.2 \times 10 = 2744$$

## 5) 水平反力

格点3における最大サグを  $f_m = 30.0 \text{ m}$  とする.

$$H_{\max} = \frac{M_{\max}}{f_m} = \frac{3790}{30.0} = 126.3 \text{ t}$$

## 6) ケーブル形状 (各点のサグ)

$$f_i = \frac{M_i}{H_{\max}}$$

$$f_1 = 3\,354 / 126.3 = 26.56 \text{ m}$$

$$f_2 = 3\,758 / 126.3 = 29.75$$

$$f_3 = 3\,790 / 126.3 = 30.00$$

$$f_4 = 3\,452 / 126.3 = 27.33$$

$$f_5 = 2\,744 / 126.3 = 21.73$$

## 7) ケーブル長

$$l_{n,n-1} = \sqrt{(x_n - x_{n-1})^2 + (f_n - f_{n-1})^2}$$

表 N. 2

|         | $\Delta x = x_n - x_{n-1}$ | $\Delta f = f_n - f_{n-1}$ | $\Delta l \text{ (m)}$ |
|---------|----------------------------|----------------------------|------------------------|
| (L) — 1 | 61.550                     | 26.55                      | 67.032                 |
| 1 — 2   | 14.200                     | 3.19                       | 14.554                 |
| 2 — 3   | 14.200                     | 0.25                       | 14.202                 |
| 3 — 4   | 14.200                     | 2.67                       | 14.450                 |
| 4 — 5   | 14.200                     | 5.60                       | 15.264                 |
| 5 — (R) | 36.100                     | 21.73                      | 42.136                 |
|         |                            |                            | 167.638                |

## 8) 各吊点間の主索の張力

$$\tan \theta = \Delta f / \Delta x \quad \sec \theta = \Delta l / \Delta x$$

$$T_n = H_{\max} \cdot \sec \theta$$

表 N. 3

|         | $\tan \theta$ | $\sec \theta$ | $T \text{ (t)}$ |
|---------|---------------|---------------|-----------------|
| (L) — 1 | 0.4314        | 1.0891        | 137.6           |
| 1 — 2   | 0.2246        | 1.0249        | 129.4           |
| 2 — 3   | 0.0176        | 1.0001        | 126.3           |
| 3 — 4   | 0.1880        | 1.0176        | 128.5           |
| 4 — 5   | 0.3944        | 1.0749        | 135.8           |
| 5 — (R) | 0.6019        | 1.1672        | 147.4           |

最大張力  $T_m = 147.4 \text{ t}$

## 9) 後方索の張力

$$l = \sqrt{a^2 + b^2 + c^2} = \sqrt{57.942^2 + 40.697^2 + 2.5^2} = 70.85 \text{ m}$$

$$\sec \theta = \frac{70.85}{57.942} = 1.223$$

$$\therefore T_B = H_{\max} \cdot \sec \theta = 126.3 \times 1.223 = 154.4 \text{ t}$$

## 10) 使用ワイヤーロープ

2 @ 60φ (7×7+6×W<sub>s</sub> ③) B種を用

いる.

保証破断荷重  $T_{uo} = 243 \text{ t}$ 

端末加工をクリップ止めとすれば, 設計  
指針 8.4 「ワイヤーロープの設計荷重」より  
破断荷重の低減率  $\alpha$  は  $\alpha = 20\%$  であるので,  
ワイヤーの破断荷重は,

$$T_u = \frac{T_{uo}}{1+\alpha} = \frac{243}{1.20} = 203 \text{ t}$$

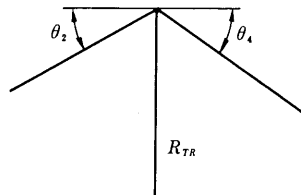
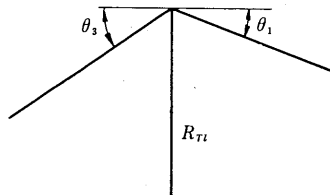
## 11) 安全率

$$\text{主 索 } SF = T_u \cdot 2 / T_W = 203 \times 2 / 147.4 = 2.75 > 2.0$$

図 N. 20

$$\text{後方索 } SF = T_u \cdot 2 / T_B = 203 \times 2 / 154.4 = 2.62 > 2.0$$

## (4) 鉄塔への反力 (片面ケーブル当り)



$$\begin{aligned} \tan \theta_1 &= 0.4314 \\ \tan \theta_2 &= 0.6019 \\ \tan \theta_3 &= \tan \theta_4 = 0.7024 \end{aligned}$$

図 N. 21

左側鉄塔

$$R_{TR} = H_{\max} \cdot (\tan \theta_1 + \tan \theta_3) = 126.3 \times (0.4314 + 0.7024) = 143.2 \text{ t}$$

右側鉄塔

$$R_{TR} = H_{\max} \cdot (\tan \theta_2 + \tan \theta_4) = 126.3 \times (0.6019 + 0.7024) = 164.7 \text{ t}$$

## (5) 吊索の計算

$$P = 26.1 \text{ t}$$

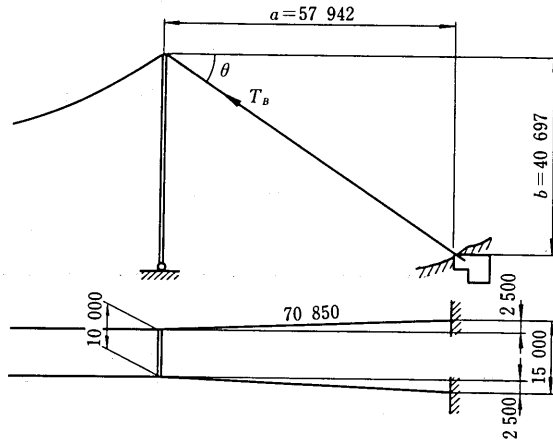
使用ワイヤーロープ : 1 @ 53φ (6×24) A種

保証破断荷重 :  $T_{uo} = 141 \text{ t / 本}$ 

吊索の端末をクリップ止めとすれば設計指針 8.4 「ワイヤーロープの設計荷重」より, 破断荷重の低減率は  
 $\alpha = 20\%$  である.

$$\text{破断荷重} : T_u = \frac{T_{uo}}{1+\alpha} = \frac{141}{1.20} = 118 \text{ t}$$

$$\text{安全率} : SF = \frac{T_u}{P} = \frac{118}{26.1} = 4.5 > 4.0$$





## 2.5 ケーブルクレーンの計算

ケーブルクレーンはクレーン構造規格によって照査する。

### (1) 荷重の扱いについて

ケーブルクレーンの計算は基本鉛直荷重、衝撃荷重について設計するものとする。

基本鉛直荷重は最大部材重量、キャリアブロック、キャリアケーブル、横行索、巻上索などの自重である。

衝撃荷重は(最大部材重量+キャリアブロック)×0.2 とする。

風荷重、地震荷重、基本水平荷重などの水平荷重についてはケーブルへの作用としては考慮しない。ただし、風速 16 m/s 以上の強風時は作業を中止するものとする。

温度変化の影響は考慮しない。

摩擦荷重は作用しないので考慮しない。

不均等荷重の作用は考慮しない。

### (2) ワイヤロープの安全率について

ケーブルクレーンの設計はクレーン構造規格に従うものとする。クレーン構造規格(第 51 条)によるとキャリアケーブル(主索)およびその後方索の安全率は 2.7、ひかえ索 4.0、横行索、巻上索 5.0 である。

クレーン構造規格による設計計算においては端末加工によるワイヤロープの切断荷重の低減は行わない。

### (3) ケーブルクレーンの作用力

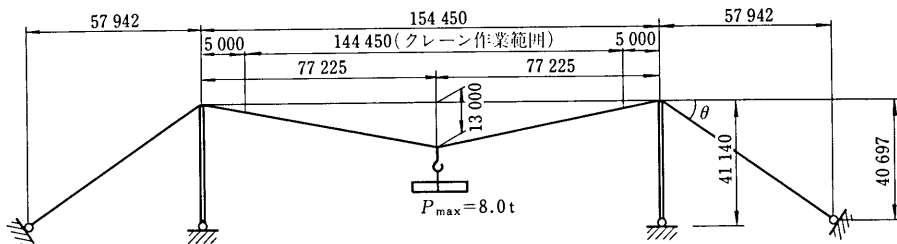


図 N. 22

$P = 8.0 \text{ t}$  を支間中央で吊ったときのサゲ  $f = 13.0 \text{ m}$  とする。

#### 1) 基本鉛直荷重

|                 |                                |
|-----------------|--------------------------------|
| 最大部材重量          | 8.0 t                          |
| キャリアブロック (含フック) | 2.0 t                          |
| 集中荷重 (衝撃を含む)    | $P = 10.000 \times 1.2 = 12.0$ |

|                                             |                          |
|---------------------------------------------|--------------------------|
| キャリアケーブル (45 φ (7×7+6×W <sub>s</sub> (31))) | 8.7 kg/m                 |
| 横行索 (18 φ (6×24))                           | 3.24                     |
| 巻上索 (18 φ (6×24))                           | 1.08                     |
| 等分布荷重                                       | $w = 13.02 \text{ kg/m}$ |

#### 2) 水平反力

$$M_P = \frac{P l}{4} = \frac{12.0 \times 154.45}{4} = 463.4 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_W = \frac{w l^2}{8} = \frac{0.01302 \times 154.45^2}{8} = 38.8 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M = M_P + M_W = 463.4 + 38.8 = 502.2 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$H_{\max} = \frac{M}{f} = \frac{502.2}{13.0} = 38.6 \text{ t}$$

### 3) 主索および後方索の張力

支間中央で荷重を吊ったとき鉄塔位置のせん断力は

$$V = \frac{w l}{2} + \frac{P}{2} = \frac{0.01302 \times 154.45}{2} + \frac{12.0}{2} = 7.00 \text{ t}$$

よってキャリヤーケーブルの張力は

$$T = \sqrt{H_{\max}^2 + V^2} = \sqrt{38.6^2 + 7.0^2} = 39.2 \text{ t}$$

### 4) ひかえ索の張力

アンカーに作用する張力  $T_A$  は

$$T_A = H_{\max} \cdot \sec \theta = 38.6 \times 1.223 = 47.2 \text{ t}$$

ひかえ索に作用する張力  $T_B$  は

$$T_B = T_A - T = 47.2 - 39.2 = 8.0 \text{ t}$$

### 5) 使用ワイヤーロープ

#### ① 主索, 後方索

1 @ 45 φ (7 × 7 + 6 × W<sub>s</sub> ③) B 種

保証破断荷重  $T_u = 136 \text{ t}$

安全率  $SF = \frac{T_u}{T} = \frac{136}{39.2} = 3.47 > 2.7$

#### ② ひかえ索

キャリヤーケーブルの主索, 後方索の張力差はひかえ索で補助するのが一般的であるが, 直吊り設備の後方索には耐力の余裕があるので, このひかえ索の力を直吊り設備の後方索に分担させるものとする。よって後方索に作用する力に安全率を乗じた値  $P$  は

$$P = \nu_1 T_{B1} + \nu_2 T_{B2} = 2.0 \times 154.4 + 4.0 \times 8.0 = 340.8 \text{ t} < 2 \times T_u = 203 \times 2 = 406 \text{ t}$$

ここに,  $\nu_1$  : 直吊り設備の主索の安全率

$\nu_2$  : ケーブルクレーンのひかえ索の安全率

$T_{B1}$  : 直吊り設備の後方索の張力

$T_{B2}$  : ケーブルクレーンのひかえ索の張力

よって破断荷重よりも小さいので安全率を満している。

### (4) 横 行 索

#### 1) 作用力の計算

鉄塔より, 5.0 m の位置で荷吊りを行うものとする。

楕円公式

$$\text{ワイヤーの長さ } l_c = 2 \times \sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 + f_0^2} = 2 \times \sqrt{\left(\frac{154.45}{2}\right)^2 + 14.0^2} = 2 \times 78.484 = 156.968$$

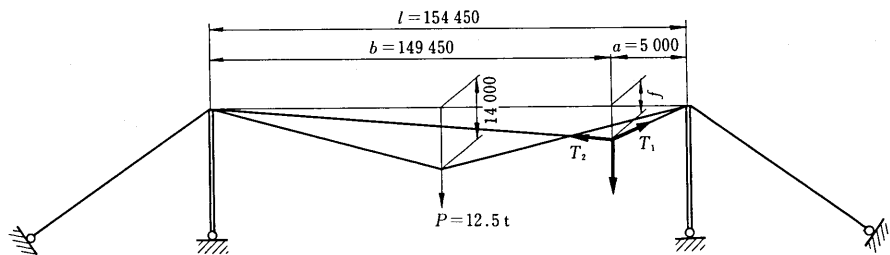


図 N.23

一方,  $l_c = \sqrt{a^2 + f^2} + \sqrt{b^2 + f^2}$

移項して  $l_c - \sqrt{a^2 + f^2} = \sqrt{b^2 + f^2}$

2乗して  $l_c^2 - 2l_c\sqrt{a^2 + f^2} + a^2 + f^2 = b^2 + f^2$

$$\sqrt{a^2 + f^2} = \frac{(l_c^2 + a^2 - b^2)}{2l_c}$$

2乗して  $f = \sqrt{\left(\frac{l_c^2 + a^2 - b^2}{2l_c}\right)^2 - a^2} = \sqrt{\left(\frac{156.968^2 + 5.0^2 - 149.45^2}{2 \times 156.968}\right)^2 - 5.0^2} = 5.479 \text{ m}$

$$M = \frac{P \cdot a \cdot b}{l} = \frac{12.0 \times 149.45 \times 5.0}{154.45} = 58.06 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$H = M/f = \frac{58.06}{5.479} = 10.60 \text{ t}$$

$$V_1 = \frac{P \cdot b}{l} = 12.0 \times \frac{149.45}{154.45} = 11.61 \text{ t}$$

$$V_2 = \frac{P \cdot a}{l} = 12.0 \times \frac{5.0}{154.45} = 0.39 \text{ t}$$

$$T_1 = \sqrt{H^2 + V_1^2} = \sqrt{10.60^2 + 11.61^2} = 15.72 \text{ t}$$

$$T_2 = \sqrt{H^2 + V_2^2} = \sqrt{10.60^2 + 0.39^2} = 10.61$$

$$T = T_1 - T_2 = 15.72 - 10.61 = 5.11 \text{ t}$$

## 2) ワイヤロープの張力

滑車の組合せは図 N.25 のようにすれば片側では5車となるので

$$\epsilon = 0.96, \quad n = 5$$

$$\eta_{\nu 2} = \frac{1 - \epsilon^{n+1}}{(n+1)(1 - \epsilon)} = \frac{1 - 0.96^6}{6 \times (1 - 0.96)} = 0.905$$

動滑車は1車であり, 3本のワイヤロープで分担するので

$$Q = \frac{T}{3 \times \eta_{\nu 2}} = \frac{5.11}{3 \times 0.905} = 1.88 \text{ t}$$



- ② ケーブルの定着部をクリップ止める場合は適時締付点検を行うこと。
- ③ 鉄塔の基礎は十分か、また、転倒に対する安全率は十分か。
- ④ ケーブル張力の計算は一般的には弾性理論による計算が行われている。
- ⑤ 斜吊索の調整、盛替え、閉合時の変形の調整のために、斜吊索、後方索は調整装置が必要である。
- ⑥ 風などの水平力に対して、本体構造物の横構等によって耐えられるように架設順序を決める。また、支承には負反力が生ずるおそれがあるので注意が必要である。

### 3.2 一般図

この斜吊り式工法の架設のための設計計算には鉄塔、ケーブルクレーン、アンカーブロックの計算が必要であるが、いずれもこの付属資料に設計例があるので、ここでは省略する。

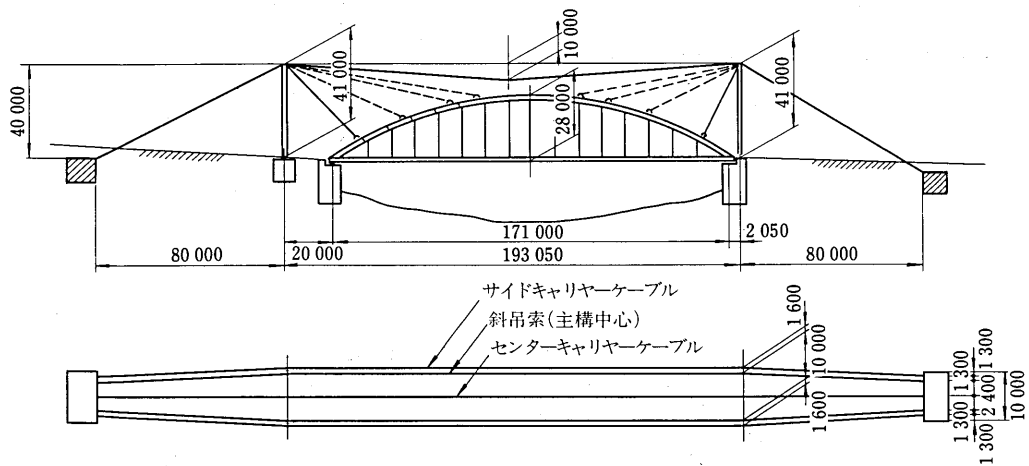


図 N. 26 一般図

### 3.3 架設要領

#### (1) フローチャート

図 N. 28 参照

#### (2) 各種アンカー類の設置

##### 1) コンクリートアンカーブロック

コンクリートアンカーには次のアンカーを埋め込むものとする。

- ① 鉄塔斜吊索用アンカー
- ② 鉄塔キャリヤーケーブルアンカー
- ③ ウィンチ用アンカー
- ④ 鉄塔建方用段取アンカー

##### 2) 橋脚、橋台の埋め込みアンカー

- ① 不静定水平力導入装置の固定用アンカーボルト

- ② ワイヤブリッジ用のアンカー類
- ③ 支承の浮き上り, 移動防止用アンカー類

### 3) 鉄塔基礎

- ① 鉄塔ベースのアンカーボルト
- ② 横行・巻上げワイヤー用のアンカー類

### (3) 支承のセット寸法

全死荷重による水平方向の伸び:  $\delta_o = 105 \text{ mm}$

鋼桁自重  $w_s = 2.28 \text{ t/m}$

全死荷重  $w_o = 6.11 \text{ t/m}$

鋼桁自重による水平方向の伸び量:  $\delta_s$

$$\delta_s = \delta_o \cdot \frac{w_s}{w_o} = 105 \times \frac{2.28}{6.11} = 40 \text{ mm}$$

床版関係死荷重による水平方向の伸び量:  $\delta_D$

$$\delta_D = \delta_o - \delta_s = 105 - 40 = 65 \text{ mm}$$

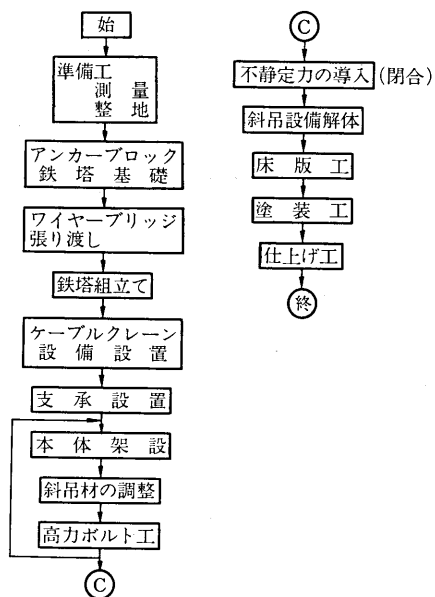


図 N. 27

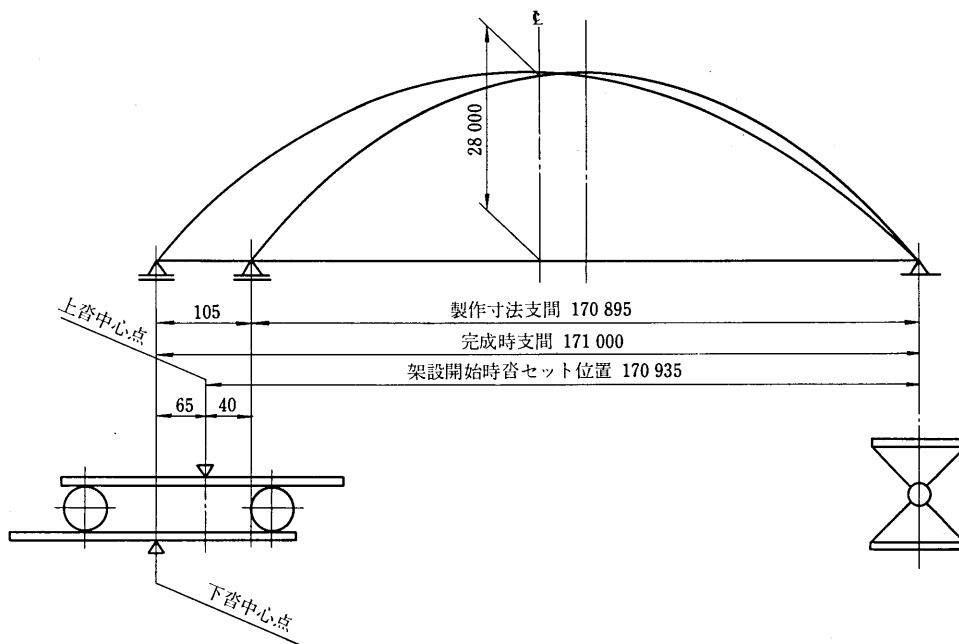


図 IV. 28

## (4) 上弦材の架設

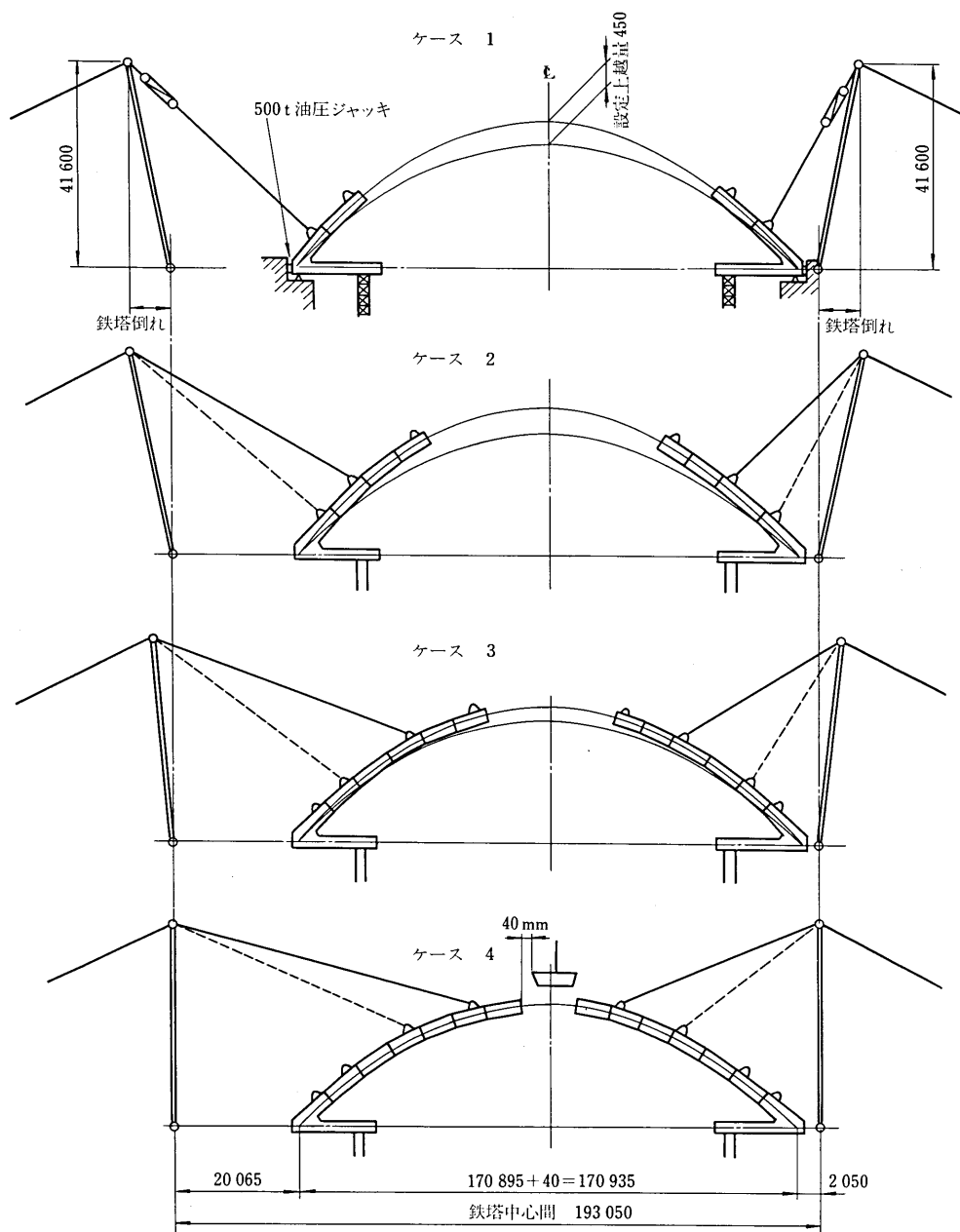


図 IV. 29

## 3.4 斜吊索、後方索の計算

## (1) 荷重と安全率について

斜吊索、後方索は基本鉛直荷重に対して設計する。

風荷重、地震荷重などの水平力は本体構造物の横剛性で耐えるものとし、計算は考慮しない。摩擦荷重、温度

変化の影響、不均等荷重等は考慮しない。また、衝撃荷重はワイヤーの変形で吸収されるので考慮しない。

斜吊索はケース 2 以後は常に 2 段の斜吊索で吊っているが、計算では先端の斜吊索のみが有効であるとして照査する。斜吊索および後方索の安全率は設計指針 4.2「安全率の標準」より 2.0 以上とする。

また、ケーブルの破断荷重については、端末加工による低減を考慮するものとする。

## (2) 基本鉛直荷重

| 上弦材関係鋼重                        |                                      | 下弦材関係鋼重                        |                                     |
|--------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------------|
| 下弦材端ブロック                       | 57.3 t                               | 下弦材                            | 162.8 t                             |
| 上弦材                            | 312.5                                | 吊 材                            | 17.0                                |
| 吊 材                            | 17.0                                 | 下横構                            | 30.8                                |
| 橋門構                            | 10.2                                 | 横 桁                            | 33.2                                |
| 横支材                            | 46.1                                 | 縦 桁                            | 87.1                                |
| 足 場                            | $0.020 \times 5.0 \times 182 = 18.2$ | 縦桁支材                           | 8.3                                 |
|                                |                                      | 足 場                            | $0.02 \times 5.0 \times 171 = 17.1$ |
| $\Sigma W_1 = 461.3 \text{ t}$ |                                      | $\Sigma W_2 = 356.3 \text{ t}$ |                                     |

上弦材曲線長  $l_u = 182.619 \text{ m}$

下弦材長  $l_l = 171.0 \text{ m}$

$$\text{上弦材 } w_1 = \frac{\Sigma W_1}{2 \cdot l_u} = \frac{461.3}{2 \times 182.619} = 1.263 \text{ t/m}$$

$$\text{下弦材 } w_2 = \frac{\Sigma W_2}{2 \cdot l_l} = \frac{356.3}{2 \times 171.0} = 1.042 \text{ t/m}$$

## (3) 斜吊索および後方索の計算

斜吊点 B 点の鉛直方向の反力は

$$R_B = \frac{w l^2}{2 l_1}$$

支承点 A 点回りのモーメントのつり合い

$$R_B \times a - T \cdot \sin \theta \cdot h - T \cdot \cos \theta \cdot a = 0$$

$$\therefore T = \frac{R_B \cdot a}{\sin \theta \cdot h + \cos \theta \cdot a} \quad : \text{斜吊索の張力}$$

$$T_B = T \cdot \sin \theta \cdot \operatorname{cosec} \beta \quad : \text{後方索の張力}$$

$$R_T = T \cdot \cos \theta + T_B \cdot \cos \beta \quad : \text{鉄塔の反力}$$

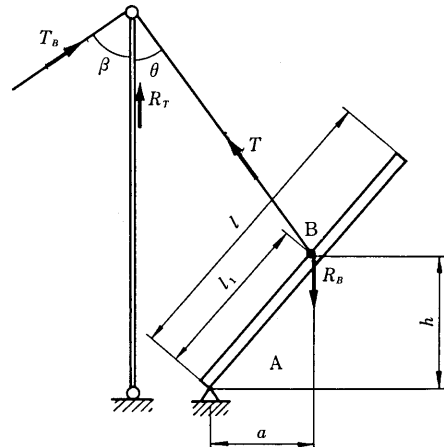


図 N. 30



## 1) ケース 1

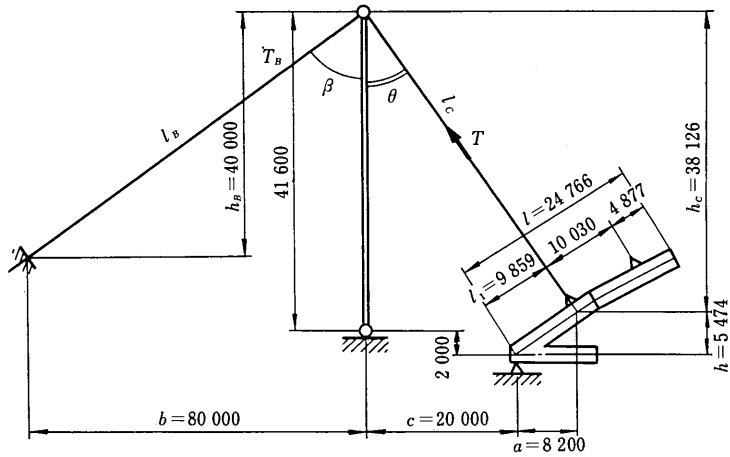
後方索長  $l_B$ 

図 N. 31

$$l_B = \sqrt{b^2 + h_B^2} = \sqrt{80.0^2 + 40.0^2} = 89.443 \text{ m}$$

$$\sin \beta = b/l_B = \frac{80.0}{89.443} = 0.894$$

$$\cos \beta = \frac{h_B}{l_B} = \frac{40.0}{89.443} = 0.447$$

斜吊索  $l_C$ 

$$l_C = \sqrt{h_C^2 + (c+a)^2} = \sqrt{38.126^2 + (20.0+8.2)^2} = 47.422 \text{ m}$$

$$\sin \theta = \frac{(c+a)}{l_C} = \frac{20.0+8.2}{47.422} = 0.595$$

$$\cos \theta = \frac{h_C}{l_C} = \frac{38.126}{47.422} = 0.804$$

$$R_B = \frac{w l^2}{2 l_1} = \frac{1.263 \times 24.766^2}{2 \times 9.859} = 39.29 \text{ t}$$

$$T = \frac{R_B \cdot a}{h \cdot \sin \theta + a \cdot \cos \theta} = \frac{39.29 \times 8.20}{5.474 \times 0.595 + 8.20 \times 0.804} = 32.71 \text{ t}$$

$$T_B = T \cdot \sin \theta \cdot \operatorname{cosec} \beta = 32.71 \times 0.595 / 0.894 = 21.77 \text{ t}$$

$$R_T = T \cdot \cos \theta + T_B \cos \beta = 32.71 \times 0.804 + 21.77 \times 0.447 = 36.03 \text{ t}$$

## 2) ケース 2 (ケース 1 と同様に)

$$l_C = \sqrt{(20.0+17.0)^2 + 33.35^2} = 49.812 \text{ m}$$

$$\sin \theta = \frac{20.0+17.0}{49.812} = 0.743$$

$$\cos \theta = \frac{33.35}{49.812} = 0.670$$

$$R_B = \frac{1.263 \times 47.163^2}{2 \times 19.889} = 70.63 \text{ t}$$

$$T = \frac{R_B \cdot a}{h \cdot \sin \theta + a \cos \theta}$$

$$= \frac{70.63 \times 17.00}{10.250 \times 0.743 + 17.0 \times 0.670} = 63.18 \text{ t}$$

$$T_B = T \sin \theta \cdot \operatorname{cosec} \beta$$

$$= 63.18 \times 0.743 / 0.894 = 52.51 \text{ t}$$

$$R_T = T \cos \theta + T_B \cos \beta$$

$$= 63.18 \times 0.670 + 52.51 \times 0.447 = 65.80 \text{ t}$$

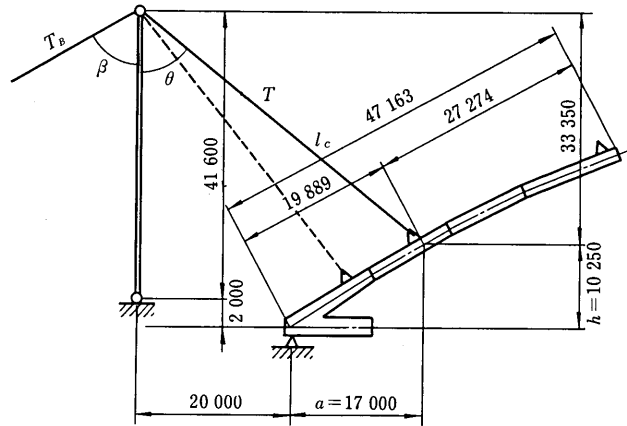


図 N. 32

3) ケース 3

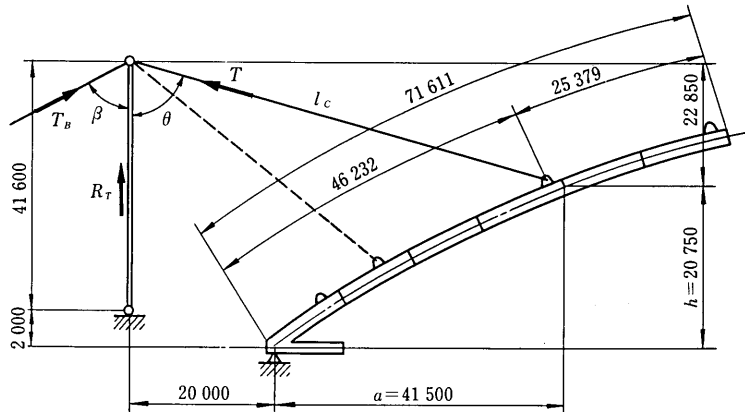


図 N. 33

$$l_c = \sqrt{(20.0 + 41.5)^2 + 22.85^2} = \sqrt{61.5^2 + 22.85^2} = 65.608 \text{ m}$$

$$\sin \theta = \frac{61.5}{65.608} = 0.937 \quad \cos \theta = \frac{22.85}{65.608} = 0.348$$

$$R_B = \frac{wl^2}{2l_1} = \frac{1.263 \times 71.611^2}{2.0 \times 46.232} = 70.04 \text{ t}$$

$$T = \frac{R_B \cdot a}{h \cdot \sin \theta + a \cos \theta} = \frac{70.04 \times 41.50}{20.750 \times 0.937 + 41.50 \times 0.348} = 85.78 \text{ t}$$

$$T_B = T \cdot \sin \theta \cdot \operatorname{cosec} \beta = 85.78 \times 0.937 / 0.894 = 89.91 \text{ t}$$

$$R_T = T \cdot \cos \theta + T_B \cdot \cos \beta = 85.78 \times 0.348 + 89.91 \times 0.447 \text{ t} = 70.04 \text{ t}$$

## 4) ケース 4

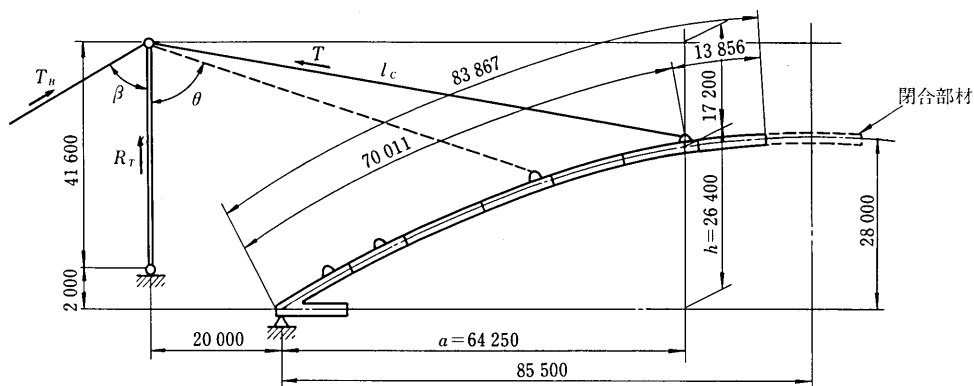


図 N.34

$$l_c = \sqrt{(20.0 + 64.25)^2 + 17.20^2} = \sqrt{84.25^2 + 17.2^2} = 85.988 \text{ m}$$

$$\sin \theta = \frac{84.250}{85.988} = 0.980$$

$$\cos \theta = \frac{17.20}{85.988} = 0.200$$

$$T = \frac{R_B \cdot a}{h \cdot \sin \theta + a \cdot \cos \theta} = \frac{63.44 \times 64.25}{26.40 \times 0.980 + 64.25 \times 0.200} = 105.3 \text{ t}$$

$$R_B = \frac{wl^2}{2.0l_1} = \frac{1.263 \times 83.867^2}{2.0 \times 70.011} = 63.44 \text{ t}$$

$$T_A = 37.424 \text{ t}$$

$$T_B = T \cdot \sin \theta_4 \cdot \operatorname{cosec} \beta = 105.3 \times 0.980 / 0.894 = 115.43 \text{ t}$$

$$R_T = T \cdot \cos \theta + T_B \cdot \cos \beta = 105.3 \times 0.200 + 115.43 \times 0.447 = 72.66 \text{ t}$$

## (4) 使用ワイヤーロープ

斜吊索、後方索の最大荷重、使用ワイヤーロープ安全率を表 N.4 に示す。

なお、ワイヤーロープの端末はいずれもクリップ止めとするので破断荷重の低減率は 20 % である。

表 N.4

|            | 斜 吊 策         |               |                                |                                | 後 方 索                          |
|------------|---------------|---------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
|            | 第 1 段目        | 第 2 段目        | 第 3 段目                         | 第 4 段目                         |                                |
| 最大 荷 重 (t) | 32.7          | 63.2          | 85.8                           | 105.3                          | 115.4                          |
| 使用ワイヤーロープ  | (6×24)<br>A 種 | (6×24)<br>A 種 | 7×7+6W <sub>s</sub> (3)<br>B 種 | 7×7+6W <sub>s</sub> (3)<br>B 種 | 7×7+6W <sub>s</sub> (3)<br>B 種 |
| ロ ー プ 径    | 1 @ 50 φ      | 2 @ 50 φ      | 2 @ 50 φ                       | 2 @ 50 φ                       | 2 @ 50 φ                       |
| 保証 破 断 荷 重 | 125           | 2 × 125       | 2 × 169                        | 2 × 169                        | 2 × 169                        |
| 破 断 荷 重    | 104           | 208           | 282                            | 282                            | 282                            |
| 安 全 率      | 3.18          | 3.29          | 3.28                           | 2.67                           | 2.44                           |
| 必 要 安 全 率  | 2.0           | 2.0           | 2.0                            | 2.0                            | 2.0                            |

### 3.5 水平力に対する照査

架設時の設計風速は、架設地点、架設期間を考慮して  $V = 30 \text{ m/s}$  と定めた。

本体構造物の横構は完成時の水平力に対して設計されているので計算は省略し、支承反力についてのみ照査する。照査は閉合寸前のケース6 ( $l = 83.9 \text{ m}$ ) の状態で照査する。風下側は風上の 0.5 の作用を考慮する。

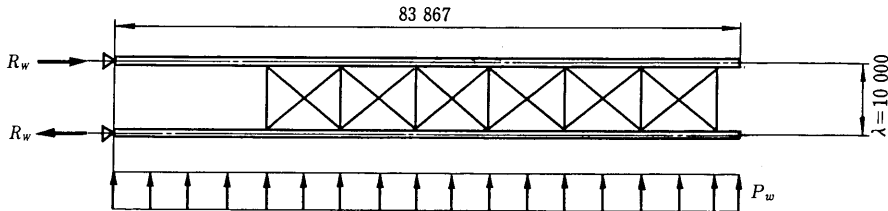


図 N. 35

$$V = 30 \text{ m/s}$$

$C_D \div 2.7$  とすれば、

$$P = \frac{1}{2} \rho \cdot C_D \cdot v^2 \cdot 1.5 \cdot h_w = \frac{1}{2} \times 0.125 \times 2.7 \times 30.0^2 \times 1.5 \times 1.60 = 365 \text{ kg/m}$$

支点回りのモーメント  $M$

$$M_w = \frac{1}{2} P l^2 = \frac{1}{2} \times 0.365 \times 83.867^2 = 1284 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$R_w = \frac{M_w}{\lambda} = \frac{1284}{10.0} \div 128 \text{ t}$$

ケース4における支点反力は、第4段目の斜吊索の水平力成分と等しいので

$$R_4 = T \cdot \sin \theta = 105.3 \times 0.980 = 103 \text{ t}$$

よって風荷重を考慮したときの支点反力は、

$$R_{\max} = R_4 + R_w = 103 + 128 = 231 \text{ t}$$

$$R_{\min} = R_4 - R_w = 103 - 128 = -25 \text{ t}$$

支承は負反力にも抵抗できるように、橋台にアンカーする。

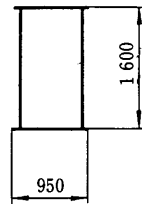


図 N. 36

## 4. 片持式架設工法

### 4.1 工事概要

|           |                    |
|-----------|--------------------|
| 橋の型式      | : 下路式ワーレントラス橋（道床式） |
| 支間        | : 101.0 m          |
| トラス自重     | : 約 1037 t         |
| 架設用クレーン重量 | : 45 t             |
| クレーン軌道重量  | : 75 kg/m          |

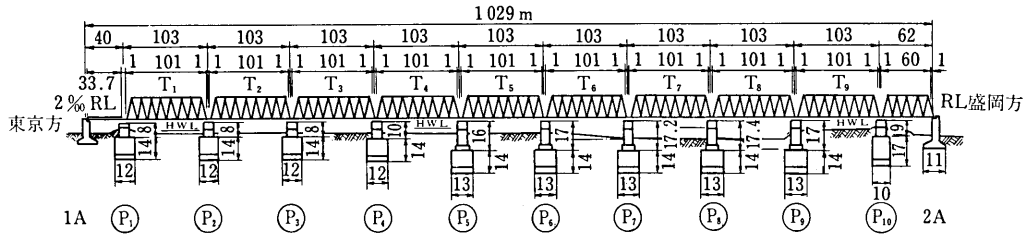


図 N.37 橋梁全体図

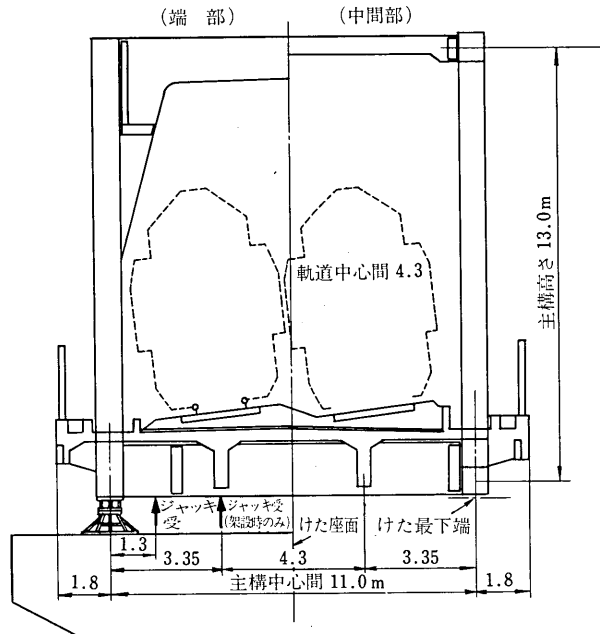


図 N.38 橋梁断面図

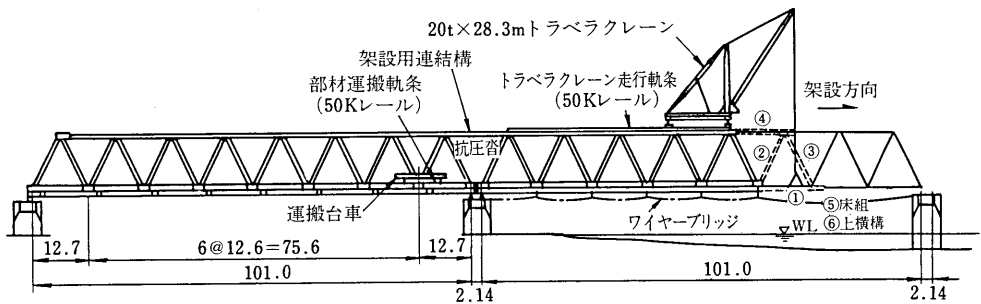


図 N.39 跳出し工法要領図

## 4.2 架設時応力チェック計算

### (1) 一般図

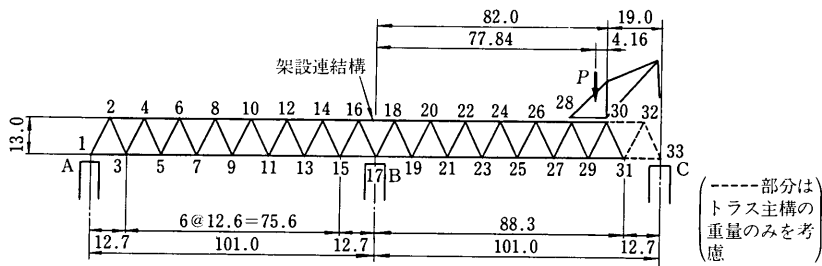


図 IV.40

### (2) 架設時鉛直荷重

|              |                    |               |
|--------------|--------------------|---------------|
| 主 構          | : 749.755 t        | ( 7.423 t/m ) |
| 床 組          | : 173.069          | ( 1.960 t/m ) |
| トラベラー・クレーン軌道 | :                  | ( 0.200 t/m ) |
| 部材運搬軌道       | :                  | ( 0.150 t/m ) |
| 防 護 足 場      | : 0.01 t/㎡ × 13.0m | ( 0.130 t/m ) |
| トラベラー・クレーン   | : 55.0 t           |               |

### (3) 架設連結構の応力検算

B 点 (格点 17) の曲げモーメント

|              |                                                                                |
|--------------|--------------------------------------------------------------------------------|
| 主構によるもの      | $M_1 = 1/2 \times 7.141 \times 101.00^2 = 36\,422.67 \text{ t} \cdot \text{m}$ |
| 床組によるもの      | $M_2 = 1/2 \times 1.960 \times 88.30^2 = 7\,640.95 \text{ t} \cdot \text{m}$   |
| トラベラー・クレーン軌道 | $M_3 = 1/2 \times 0.200 \times 82.00^2 = 672.40 \text{ t} \cdot \text{m}$      |
| 部材運搬軌道       | $M_4 = 1/2 \times 0.150 \times 88.30^2 = 584.77 \text{ t} \cdot \text{m}$      |
| 防護足場 上段      | $M_5 = 1/2 \times 0.130 \times 82.00^2 = 437.06 \text{ t} \cdot \text{m}$      |
| 下段           | $M'_5 = 1/2 \times 0.130 \times 88.30^2 = 506.80 \text{ t} \cdot \text{m}$     |
| トラベラー・クレーン   | $M_6 = 55.0 \times 77.84 = 4\,281.20 \text{ t} \cdot \text{m}$                 |

曲げモーメント合計 = 51 983.91 t・m

連結構の鉛直荷重による軸力および応力度

$$N = 1/2 \times \frac{51\,983.91}{13.0} = 1\,999.38 \text{ t}$$

連結構の断面積 1 - ㊦ 940 × 25 = 235 cm<sup>2</sup>

2 - ㊦ 800 × 25 = 400

1 - ㊦ 800 × 25 = 200

---


$$\Sigma A = 835 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{1\,999.380}{835} = 2\,394 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ta}$$

$$\sigma_{ta} = 2\,300 \times 1.25 = 2\,875 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{鋼材 SM 53})$$

風荷重：風速 28m/s を想定し，正方形断面に対する抗力係数  $C_D = 2.1$  を用いると風圧力( $P$ )は

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot C_D \cdot v_D^2 = \frac{1}{2} \times 0.125 \times 2.1 \times 28^2 = 103 \text{ kg/m}^2 \div 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{風上側風荷重 } P_1 = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{風下側風荷重 } P_2 = 2/3 \times P_1 = 2/3 \times 100 \div 67 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{投影面積} = 293.71 \text{ m}^2$$

$$\text{全風荷重} = 293.71 \times (100 + 67) = 49\,050 \text{ kg}$$

点Bの風荷重による曲げモーメント  $M_w$

$$M_w = 49.050 \times 50.5 = 2477.0 \text{ t}\cdot\text{m}$$

風荷重による架設連結構の軸力および応力度

$$N_w = \frac{2477.0}{2 \times 11} = \pm 112.59 \text{ t}$$

$$\sigma_{c,t} = \frac{N}{A} = \frac{112\,590}{835} = \pm 135 \text{ kg/cm}^2$$

風荷重+鉛直荷重の合成応力度

$$\Sigma \sigma_{t1} = 2\,394 + 135 = 2\,529 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ta}$$

$$\Sigma \sigma_{t2} = 2\,394 - 135 = 2\,259 \text{ " } < \sigma_{ta}$$

$$\sigma_{ta} = 2\,300 \times 1.25 \times 1.1 = 3\,162 \text{ kg/cm}^2$$

地震荷重

水平震度  $K_A = 0.1$  とする

$$M_{1E} = 1/2 \times 0.1 \times 7.423 \times 101.00^2 = 3\,786.10 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{2E} = 1/2 \times 0.1 \times 1.960 \times 88.30^2 = 764.05$$

$$M_{3E} = 1/2 \times 0.1 \times 0.200 \times 82.00^2 = 67.24$$

$$M_{4E} = 1/2 \times 0.1 \times 0.150 \times 88.30^2 = 58.48$$

$$M_{5E} = 1/2 \times 0.1 \times 0.130 \times 82.00^2 = 43.71$$

$$M_{5'E} = 1/2 \times 0.1 \times 0.130 \times 88.30^2 = 50.68$$

$$M_{6E} = 0.1 \times 55.0 \times 77.84 = 428.12$$

$$\Sigma M_E = 5\,198.42 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$N_E = \frac{5\,198.42}{2 \times 11.0} = 236.29 \text{ t}$$

$$\sigma_{c,t} = \frac{236.290}{835} = + 283 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{t1} = 2\,394 + 283 = 2\,677 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ta}$$

$$\sigma_{t2} = 2\,394 - 283 = 2\,111 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ta} = 2\,300 \times 1.25 \times 1.3 = 3\,737 \text{ kg/cm}^2$$

## (4) 各部材の応力検算

各部材の応力計算は、架設用連結構の応力検算と同様にして行う。また、電算を利用し変形法などで計算すれば同時にたわみの計算も行えるので能率がよい。

電算を使用して 4.2 の基本寸法および荷重条件で計算した結果は表 N.5 のとおりである。

部材応力度はすべて 1.25 倍した許容応力度以下で安全である（鋼材の材質；架設用連結構は SM53，トラス主構部材は SM58）。

また、はね出した最後の 1 格間は主構のみ取付け、床組、2 次部材を取付けない状態で先端が支えられるので、一般図の…の部分は主構の重量のみを考えて、反力や部材力を計算する。したがってクレーン重量が載荷されても支点 A には負反力が作用しない（電算結果参照、 $R_A = 10.6 \text{ t} > 0$ ）ので、安定に対しても安全である。

表 N.5 鉛直荷重による軸力および応力度

| 部 材     | 部 材 力   | 応 力 度  | 部 材     | 部 材 力  | 応 力 度 |
|---------|---------|--------|---------|--------|-------|
| 2 - 4   | 21.5    | 26.    | 19 - 20 | -464.8 | -585  |
| 4 - 6   | 105.8   | 99.    | 20 - 21 | 436.9  | 815   |
| 6 - 8   | 253.3   | 190.   | 21 - 22 | -396.2 | -745  |
| 8 - 10  | 463.8   | 331.   | 22 - 23 | 368.4  | 1059  |
| 10 - 12 | 737.4   | 553.   | 23 - 24 | -327.6 | -773  |
| 12 - 14 | 1074.1  | 1005.  | 24 - 25 | 299.8  | 1102  |
| 14 - 16 | 1473.9  | 1765.  | 25 - 26 | -259.0 | -952  |
| 16 - 18 | 1940.5  | 2324.  | 26 - 27 | 231.2  | 545   |
| 18 - 20 | 1483.8  | 1777.  | 27 - 28 | -190.5 | -547  |
| 20 - 22 | 1090.6  | 1020.  | 28 - 29 | 162.6  | 306   |
| 22 - 24 | 757.1   | 568.   | 29 - 30 | -121.9 | -227  |
| 24 - 26 | 483.5   | 345.   | 30 - 31 | 85.3   | 107   |
| 26 - 28 | 269.7   | 202.   | 31 - 32 | -44.7  | -82   |
| 28 - 30 | 115.8   | 108.   | 32 - 33 | 13.1   | 12    |
| 30 - 32 | 25.4    | 30.    |         |        |       |
| 1 - 3   | -4.6    | -5.    |         |        |       |
| 3 - 5   | -57.6   | -78.   |         |        |       |
| 5 - 7   | -173.5  | -180.  |         |        |       |
| 7 - 9   | -352.5  | -320.  |         |        |       |
| 9 - 11  | -594.5  | -540.  |         |        |       |
| 11 - 13 | -899.7  | -932.  |         |        |       |
| 13 - 15 | -1268.0 | -1726. |         |        |       |
| 15 - 17 | -1701.1 | -1759. |         |        |       |
| 17 - 19 | -1706.0 | -1764. |         |        |       |
| 19 - 21 | -1281.1 | -1744. |         |        |       |
| 21 - 23 | -917.8  | -950.  |         |        |       |
| 23 - 25 | -614.3  | -558.  |         |        |       |
| 25 - 27 | -370.5  | -336.  |         |        |       |
| 27 - 29 | -186.7  | -193.  |         |        |       |
| 29 - 31 | -62.6   | -85.   |         |        |       |
| 31 - 33 | -5.8    | -6.    |         |        |       |
| 1 - 2   | 10.5    | 10.    |         |        |       |
| 2 - 3   | -38.4   | -71.   |         |        |       |
| 3 - 4   | 82.8    | 104.   |         |        |       |
| 4 - 5   | -110.7  | -206.  |         |        |       |
| 5 - 6   | 155.1   | 292.   |         |        |       |
| 6 - 7   | -183.0  | -526.  |         |        |       |
| 7 - 8   | 227.5   | 536.   |         |        |       |
| 8 - 9   | -255.3  | -939.  |         |        |       |
| 9 - 10  | 299.8   | 1102.  |         |        |       |
| 10 - 11 | -327.6  | -773.  |         |        |       |
| 11 - 12 | 372.1   | 1069.  |         |        |       |
| 12 - 13 | -400.0  | -752.  |         |        |       |
| 13 - 14 | 444.4   | 829.   |         |        |       |
| 14 - 15 | -472.3  | -594.  |         |        |       |

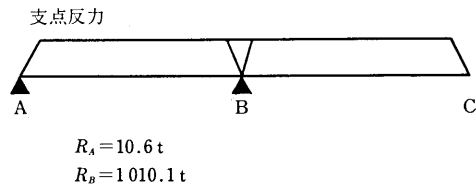


図 N.41



### 4.3 主構のたわみ

#### (1) 死荷重によるたわみ

$$\delta_d' = \sum \frac{N_o \cdot N_d \cdot S}{A \cdot E}$$

ここに,

$\delta_d$  : 支間中央のたわみ (cm)

$S$  : 部材長 (cm)

$N_d$  : 死荷重による部材力(t)

$N_o$  : 支間中央における単位荷重による部材力

$A$  : 部材の断面積 (㎡)

$E$  : ヤング係数 ( $2.1 \times 10^7$  t/㎡)

表 IV. 6

| 部 材         |        | $N_o$  | $N_d$   | $S$    | $A$    | $\frac{N_o \cdot N_d \cdot S}{A}$ |
|-------------|--------|--------|---------|--------|--------|-----------------------------------|
| 上<br>弦<br>材 | 2 - 4  | -0.488 | -940.3  | 12.650 | 0.0835 | 69 500                            |
|             | 4 - 6  | -0.973 | -1605.9 | 12.600 | 0.1069 | 184 200                           |
|             | 6 - 8  | -1.458 | -2005.3 | "      | 0.1333 | 276 300                           |
|             | 8 - 10 | -1.942 | -2138.4 | 6.300  | 0.1403 | 186 500                           |
| 下<br>弦<br>材 | 1 - 3  | 0.244  | 475.7   | 12.700 | 0.0967 | 15 200                            |
|             | 3 - 5  | 0.731  | 1278.5  | 12.600 | 0.0735 | 162 100                           |
|             | 5 - 7  | 1.215  | 1811.0  | "      | 0.0966 | 287 000                           |
|             | 7 - 9  | 1.700  | 2077.3  | "      | 0.1101 | 404 500                           |
| 斜<br>材      | 1 - 2  | -0.557 | -1083.8 | 14.468 | 0.1069 | 84 600                            |
|             | 2 - 3  | 0.557  | 1058.6  | "      | 0.0542 | 157 400                           |
|             | 3 - 4  | -0.555 | -775.6  | 14.446 | 0.0795 | 78 200                            |
|             | 4 - 5  | 0.555  | 750.6   | "      | 0.0536 | 112 300                           |
|             | 5 - 6  | -0.555 | -470.4  | "      | 0.0532 | 70 900                            |
|             | 6 - 7  | 0.555  | 445.4   | "      | 0.0340 | 105 000                           |
|             | 7 - 8  | -0.555 | -165.1  | "      | 0.0356 | 37 200                            |
|             | 8 - 9  | 0.555  | 140.1   | "      | 0.0272 | 41 300                            |
| 合 計: 2 ×    |        |        |         |        |        | 2 272 200                         |

$$\therefore \delta_d = \frac{2\,272\,200}{2.1 \times 10^7} \times 2 = 0.216 \text{ m} = 216 \text{ mm}$$

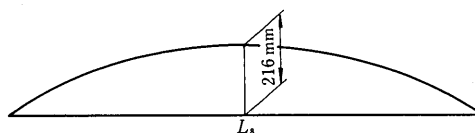


図 IV. 42

## (2) 製作そり

死荷重に対するそり = 216 mm

活荷重に対するそり = 34 (計算省略)

製作そり ( $\delta$ ) = 250 mm格点  $L_8$  において 250 mm とし下弦格点は同一円弧上にあるものとする.

製作そりによる曲線半径

$$R = \frac{L^2}{8\delta} = \frac{101^2}{8 \times 0.250} \div 5100 \text{ m}$$

## (3) 上弦材の延伸量

$$\Delta U = h \frac{S}{R} = 13000 \times \frac{12600}{5100000} \div 32 \text{ mm}$$

## 4.4 架設用連結構の長さ

跳出し桁は、架設中カンチレバー構造になっているため自重によるたわみが出てくる。製作そりによる上弦材の伸びなども考慮して連結構の長さを 212 mm 短縮した。

次に短縮量の求め方を記す。

## 1) 製作そりに対する上弦材の延伸による変位量

$$y_a = \frac{L^2}{2R} = \frac{101^2}{2 \times 5100} = 1.000 \text{ m}$$

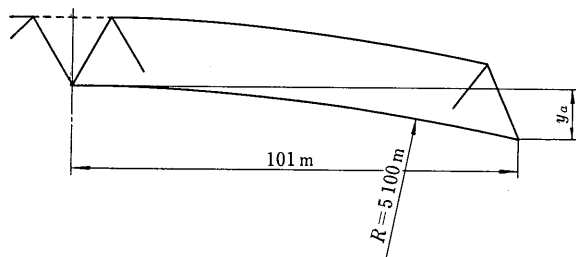


図 IV. 43

## 2) たわみによる変位量

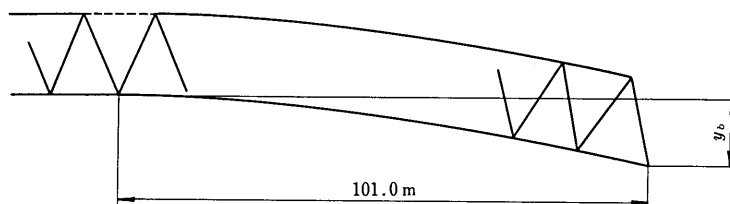
電算結果により  $y_b = 1010 \text{ mm}$ 

図 IV. 44

3) 定着スパンの残留キャンバー（活荷重に対するもの  $f = 34 \text{ mm}$ ）による変位量

$$y_c = \frac{2f}{L/2} \cdot L = 4f = 34 \times 4 = 136 \text{ mm}$$

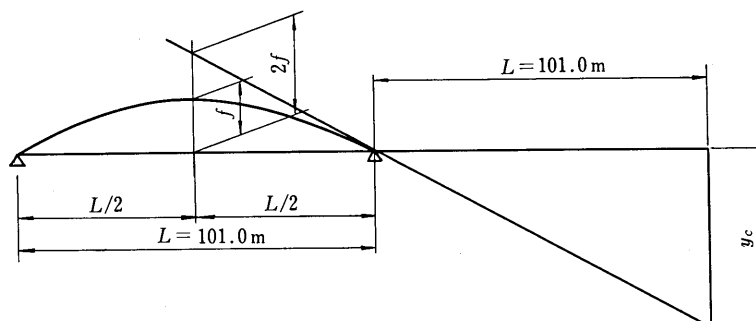


図 N. 45

4) 連結構の長さの所要短縮量

先端のたわみの合計

$$y_t = y_a + y_b + y_c = 1000 + 1010 + 136 = 2146 \text{ mm}$$

先端のたわみが 2146 mm であると、先端がシュー座面よりも下ることになるので連結構を短縮して、先端のたわみ量を所定の高さより 500 mm 下った位置とする。

連結構の長さの減少によって補正する先端のたわみ量 ( $y_s$ ) は

$$y_s = y_t - 500 = 2146 - 500 = 1646 \text{ mm}$$

ゆえに連結構の所要短縮量 ( $\Delta l$ ) は

$$\Delta l = y_s \times \frac{\text{主構の高さ}}{\text{支間長}} = 1646 \times \frac{13.0}{101.0} = 212 \text{ mm}$$

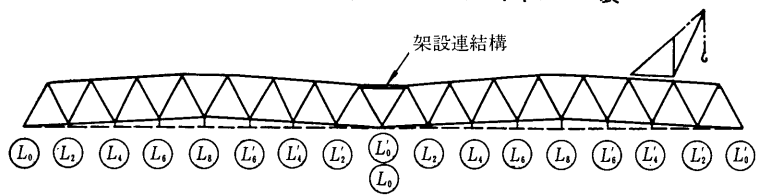
製作そり、およびたわみのない真直ぐなトラスとした場合の連結構（格間 16-18）の長さより 212 mm 短くすれば全径間はね出した先端のたわみは 500 mm になる。

#### 4.5 架設中のたわみ

たわみの計算は 4.3 「許容応力度」(1)のようにして計算できるが、これを電子計算機で処理する方が能率がよい。国鉄では、架設中のトラスのたわみおよび応力度を計算するプログラムを作成したが、このプログラムでは、たわみ量に製作そり、架設用連結構の短縮量の影響などを考慮できるようになっている。

このプログラムを使用して 4.2 の基本寸法、荷重条件、および各部材の断面積を入力して計算した結果は次のとおりである。

表 N. 7 跳出し架設時各パネルごとのキャンバー表



単位：mm

|        | $L_0$ | $L_2$ | $L_4$ | $L_6$ | $L_8$ | $L'_6$ | $L'_4$ | $L'_2$ | $L'_0$ | $L_2$ | $L_4$ | $L_6$ | $L_8$ | $L'_6$ | $L'_4$ | $L'_2$ | $L'_0$ |
|--------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|
| $L_2$  | 0     | 76    | 128   | 159   | 168   | 159    | 128    | 77     | 0      | 162   |       |       |       |        |        |        |        |
| $L_4$  | 0     | 78    | 131   | 162   | 172   | 164    | 133    | 80     | 0      | 156   | 283   |       |       |        |        |        |        |
| $L_6$  | 0     | 80    | 135   | 168   | 180   | 172    | 141    | 85     | 0      | 146   | 263   | 354   |       |        |        |        |        |
| $L_8$  | 0     | 83    | 141   | 176   | 190   | 183    | 150    | 91     | 0      | 137   | 237   | 312   | 361   |        |        |        |        |
| $L'_6$ | 0     | 87    | 148   | 187   | 203   | 197    | 163    | 99     | 0      | 121   | 206   | 260   | 286   | 289    |        |        |        |
| $L'_4$ | 0     | 92    | 157   | 199   | 218   | 213    | 178    | 109    | 0      | 104   | 168   | 198   | 197   | 179    | 122    |        |        |
| $L'_2$ | 0     | 97    | 167   | 214   | 230   | 233    | 196    | 121    | 0      | 85    | 124   | 125   | 92    | 33     | -50    | -157   |        |
| $L'_0$ | 0     | 102   | 176   | 227   | 252   | 249    | 211    | 130    | 0      | 68    | 87    | 63    | 4     | -84    | -198   | -335   | -500   |

5. 煙 突

5.1 全体一般図

形 式：多脚型（四脚四筒）  
高 さ：200 m  
筒身内径：5 m  
鋼 重：4 000 t

架設工法の概要

筒身下部はトラッククレーン工法で架設し、上部は迫り上げクレーンで架設する。

クレーンを支持する架設ばり（図N. 47，図N. 48 参照）はクレーン降下時，解体する。

5.2 架設ばりの計算

クレーンで吊荷重を吊下げたとき，鉛直荷重はクレーン支持索で支持し，モーメントは架設ばりで支持する。

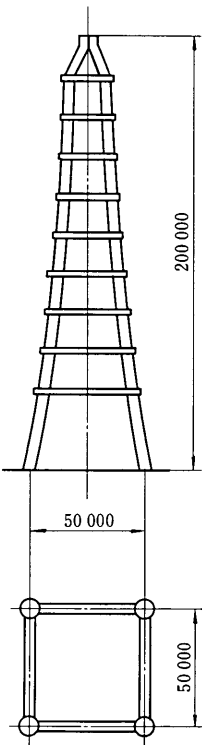


図 N. 46



$$H_o = P_o \times 0.05 = 125 \times 0.05 = 6.25 \text{ t}$$

$P_o$  : 基本鉛直荷重  $= \Sigma W$

重心高  $h_G = 6 \text{ m}$  (図 IV. 47 参照)

照査水平荷重によるモーメント

$$M_{HO} = H_o \cdot h_G = 6.25 \times 6 = 37.5 \text{ t} \cdot \text{m}$$

4) 地震荷重によるモーメント  $M_{EQ}$

地震荷重  $EQ$

$$EQ = P_o \cdot K = 125 \times 0.1 = 12.5 \text{ t}$$

$P_o$  : 基本鉛直荷重 125 t

$K$  : 震度 0.1

地震荷重によるモーメント

$$M_{EQ} = EQ \cdot h_G = 12.5 \times 6 = 75 \text{ t} \cdot \text{m}$$

(3) 断面計算

2-Flg+pls 500×20 1-Web. ㏍ 450×12

断面積  $A_G = 254 \text{ cm}^2$

自重  $W = 200 \text{ kg/m}$

断面 2 次半径

$$r_x = 21.7 \text{ cm}$$

$$r_y = 12.8 \text{ cm}$$

断面係数  $W_x = 4880 \text{ cm}^3$

架設ばり部材長  $l = 18 \text{ m}$

軸方向許容圧縮応力度 (SS 41)

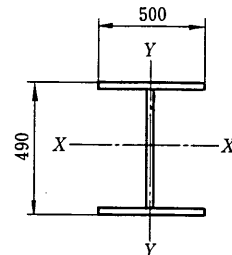


図 N. 50

$$\sigma_{cax} = \frac{15\,000\,000}{6\,700 + (l/r_x)^2} = \frac{15\,000\,000}{6\,700 + \left(\frac{1800}{21.7}\right)^2} = 1104 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cay} = \frac{15\,000\,000}{6\,700 + (l/r_y)^2} = \frac{15\,000\,000}{6\,700 + \left(\frac{1800}{12.8}\right)^2} = 567 \text{ kg/cm}^2$$

(4) 架設ばり C-E の自重によるモーメント

図 IV. 51 のような 3 径間連続ばりと仮定し支点モーメント  $M_g$  を計算する。

$$M_g = 0.1 w l_1^2 = 0.1 \times 0.200 \times 12^2 = 2.88 \text{ t} \cdot \text{m}$$

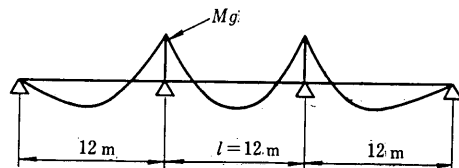


図 N. 51

(5) 応力度計算

(2) 項で計算されたモーメントによる架設ばりに対する反力を計算すると次のとおりである (図 IV. 48 参照)。

$$\frac{H}{2} = \frac{M}{2 \times 13}$$

表 IV. 8

(単位: t)

|               | $M_{PO}$ | $M_W$ | $M_{HO}$ | $M_{EQ}$ |
|---------------|----------|-------|----------|----------|
| $\frac{H}{2}$ | 33.462   | 0.502 | 1.442    | 2.885    |

基本鉛直荷重応力度

$$\sigma_{PO} = \frac{33462}{254} = -132 \text{ kg/cm}^2$$

風荷重応力度

$$\sigma_W = \frac{502}{254} = -2 \text{ kg/cm}^2$$

照査水平荷重応力度

$$\sigma_{HO} = \frac{1442}{254} = -6 \text{ kg/cm}^2$$

地震荷重応力度

$$\sigma_{EQ} = \frac{2885}{254} = -11 \text{ kg/cm}^2$$

架設ばり自重応力度

$$\sigma_g = \frac{M_g}{W_x} = \pm \frac{288000}{4880} = \pm 59 \text{ kg/cm}^2$$

応力度組合せ

- 1)  $\sigma_{PO} + \sigma_g + \sigma_{HO} = -132 - 59 - 6 = -197 \text{ kg/cm}^2 < 567 \text{ kg/cm}^2$
- 2)  $\sigma_{PO} + \sigma_g + \sigma_W = -132 - 59 - 2 = -193 \text{ kg/cm}^2 < 567 \times 1.1 = 624 \text{ kg/cm}^2$
- 3)  $\sigma_{PO} + \sigma_g + \sigma_{EQ} = -132 - 59 - 11 = -202 \text{ kg/cm}^2 < 567 \times 1.3 = 737 \text{ kg/cm}^2$

## 6. 水圧鉄管 (インクラー)

### 6.1 工法概要

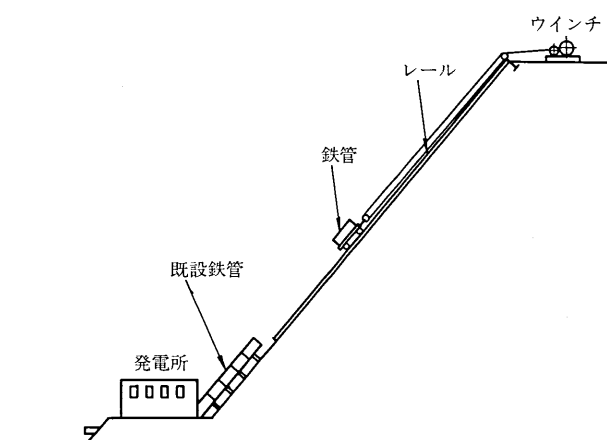


図 IV. 52

## 6.2 インクラーの概要

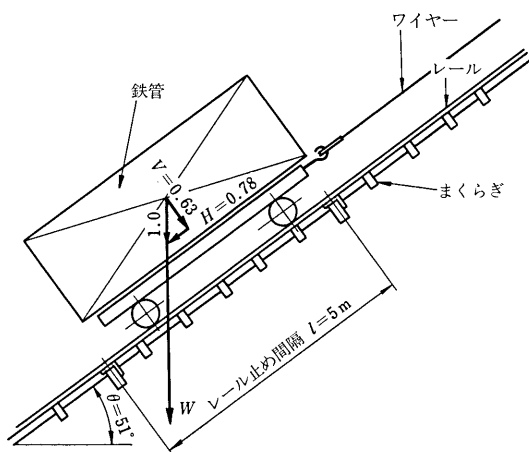


図 IV. 53

## 6.3 荷 重

|              |                         |
|--------------|-------------------------|
| 台 車          | 5.8 t                   |
| 積载荷重         | 19.0 t                  |
| 合 計          | $W = 24.8 \text{ t}$    |
| 衝撃係数         | $i = 0.2$               |
| レール自重        | $w_R = 0.1 \text{ t/m}$ |
| 台車, レール間摩擦係数 | $F = 0.2$               |

## 6.4 断 面 力

- (1) 台車, レール間のスラスト  $S_1$

$$S_1 = W \cos \theta \cdot F = 24.8 \times \cos 51^\circ \times 0.2 = 3.125 \text{ t}$$

- (2) レール自重のレール止めに対するスラスト  $S_2$

$$S_2 = l \cdot w_R \cdot \sin \theta = 5 \times 0.1 \times \sin 51^\circ = 0.39 \text{ t}$$

- (3) レール止めに作用するスラストの計  $S$

$$S = (1+i) (S_1 + S_2) = (1+0.2) (3.125+0.39) = 4.218 \text{ t}$$

- (4) ワイヤーに作用する荷重:  $T$

$$T = W \sin \theta (1+i) = 24.8 \times \sin 51^\circ \times (1+0.2) = 24.8 \times 0.78 \times 1.2 = 23.213 \text{ t}$$

## 6.5 ワイヤーの計算

ワイヤー1本に作用する力  $T_1 = \frac{T}{3} = \frac{23.213}{3} = 7.738 \text{ t}$



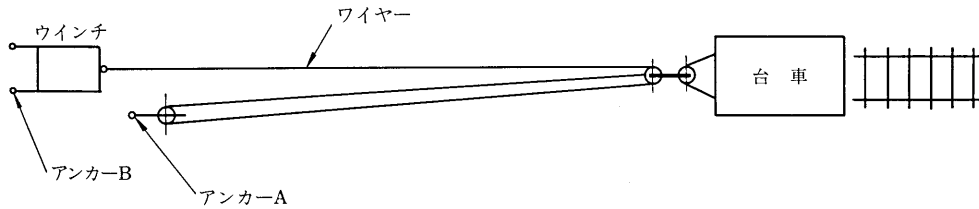


図 N. 54

使用ワイヤー JIS 6号  $\phi 30$

ワイヤーの破断張力 48.7 t

$$\text{安全率 } S_F = \frac{48.7}{7.738} = 6.3 > 5$$

### 6.6 レール止めの計算

十分な施工管理をして溶接を行う。

レール止め1か所あたり現場溶接長  $L$

$$L = 2 \times 7.5 = 15 \text{ cm}$$

溶接脚長  $6 \frac{\text{m}}{\text{m}}$

のど厚  $0.6 \text{ cm} \times 0.707 = 0.42 \text{ cm}$

すみ肉溶接許容応力度  $\tau_a = 900 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$   
(現場)

$$\begin{aligned} \text{許容力 } S_a &= 15 \times 0.42 \times 900 \\ &= 5670 \text{ kg} > 4218 \text{ kg} \end{aligned}$$

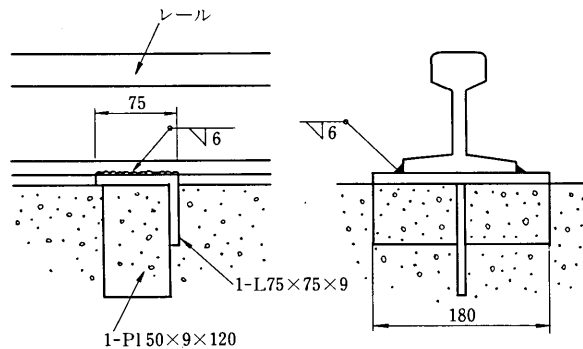


図 N. 55 レール止め図

### 6.7 アンカーブロックの計算

(1) アンカーブロックの形状

(2) 前面受働土圧

$$R = \frac{w(h_2^2 - h_1^2)B}{2} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

ここに、 $w$  : 土の単位重量  $1.6 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$

$h_1, h_2$  : アンカーブロック前面深さ  $h_1 = 0$

$h_2 = 2.5 \text{ m}$

$B$  : アンカーブロック幅  $2.5 \text{ m}$

$\phi$  : 土の内部摩擦角  $30^\circ$

$$R = \frac{1.6 \times 2.5^2 \times 2.5}{2} \tan^2\left(45^\circ + \frac{30^\circ}{2}\right) = 37.500 \text{ t}$$

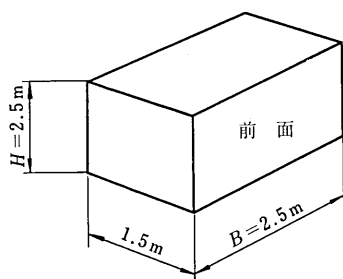


図 N. 56

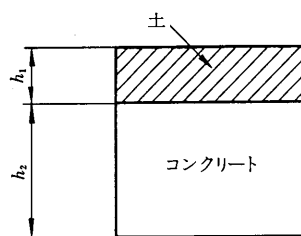


図 N. 57

## (3) 滑動に対する安定

$$\text{安全率 } S_F = \frac{R}{\frac{2}{3} T} = \frac{37.500}{\frac{2}{3} \times 23.213} = 2.4 > 1.5$$

ここに,  $R$ : 前面受働土圧

$T$ : ワイヤーに作用する荷重