

## A4 架設設計例

### A4.1 橋 梁

#### A4.1.1 手延式送出し架設工法

##### (1) 概要

###### 1) 概要

この工法は、地上またはすでに架設済みの桁上で組み立てた本体構造物を、送り出して架設する工法である。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、送出し支点を越えて転倒する恐れがある場合には、本体構造物の先端に小型のトラスまたはビーム等の装置を取り付けることが多い。この装置を手延機という。手延機を用いた送出し工法を手延式送出し架設という。

###### 2) 工事概要

橋 の 形 式： 鈹桁橋

支 間： 38.0m

桁 自 重： 約 1 200 kN

手延トラス重量： 120 kN

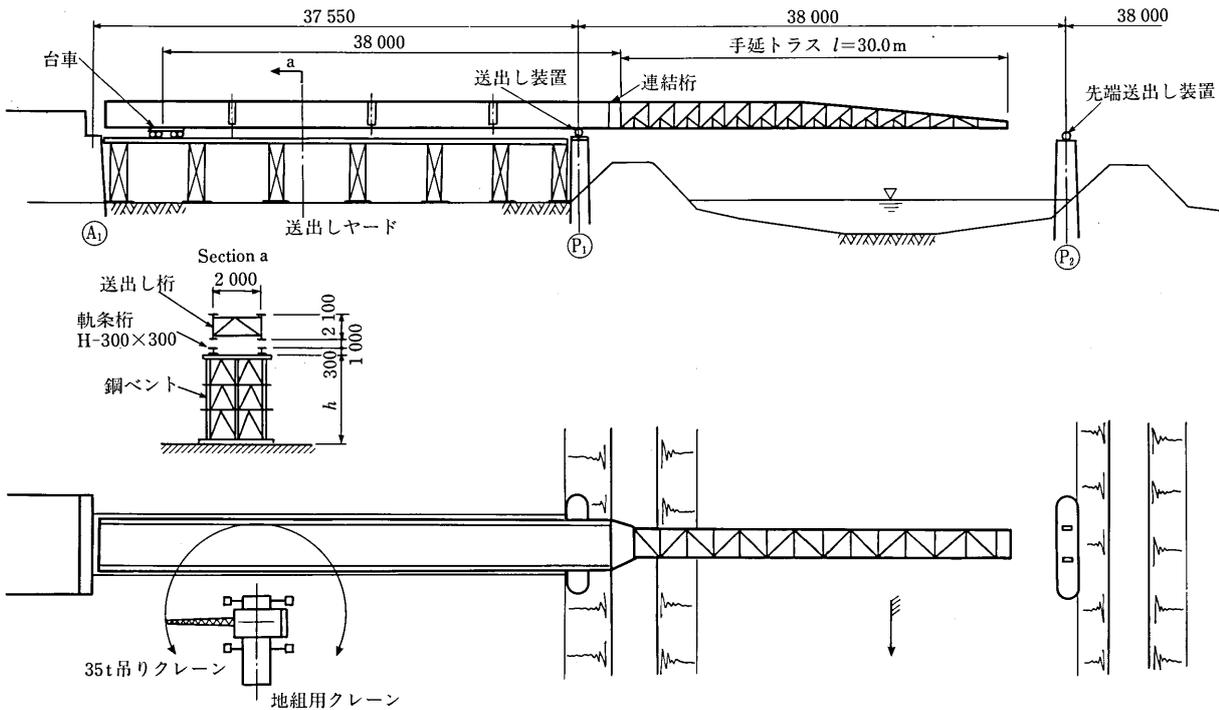


図 A4.1.1 架設一般図

(2) 架設材の照査

1) 手延構造例

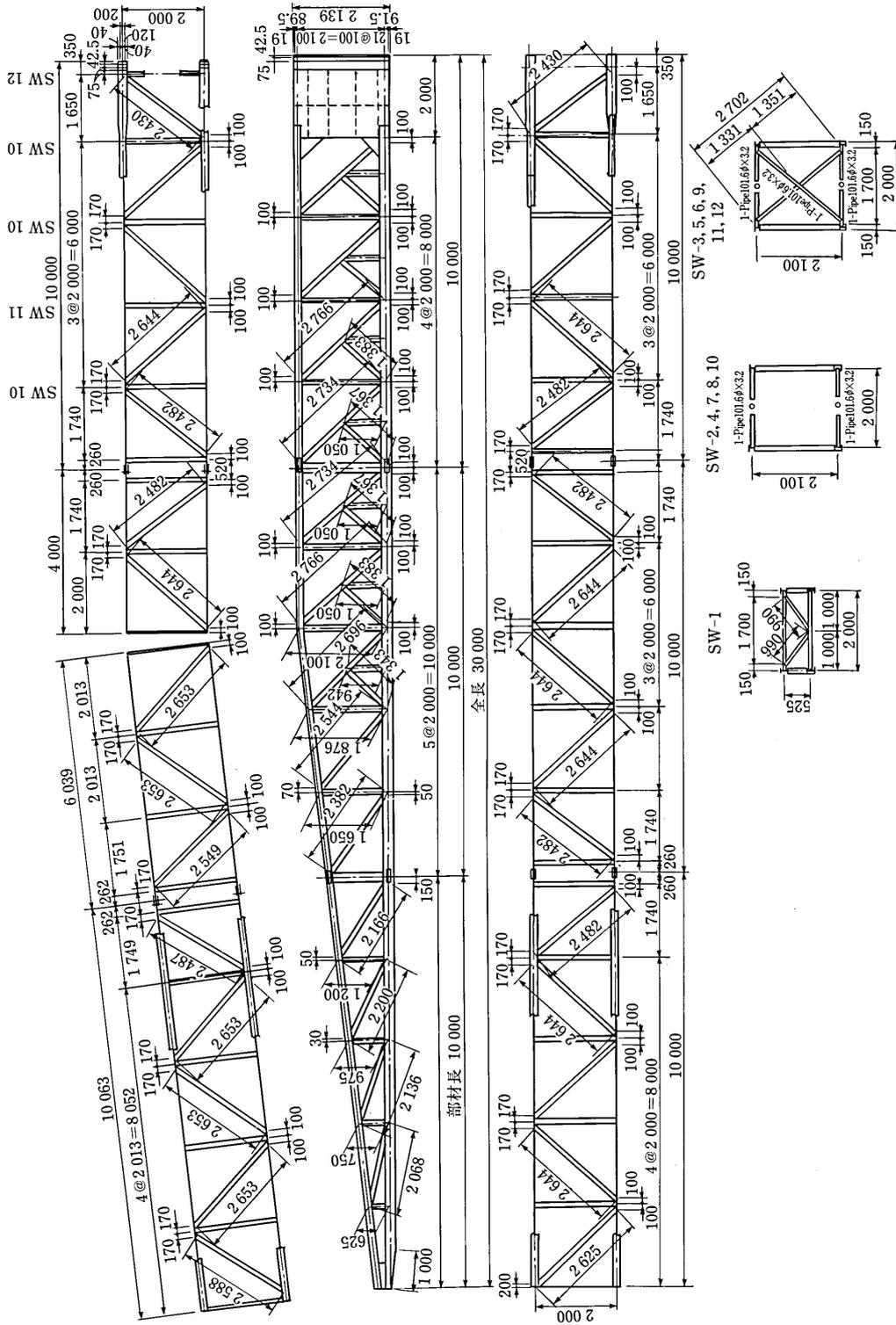


図 A4.1.2 手延構造図

## 2) 荷重

① 基本鉛直荷重:  $P_0$ 

本体構造物

主桁 (1 主桁当たり)

$$P_{01} = 4.40 \text{ kN/m}$$

架設機材

手延機 (1 主構当たり)

$$P_{02} = 2.00 \text{ kN/m}$$

その他足場荷重などは必要に応じて考慮する必要があるが、本例題では省略する。

② 風荷重:  $W$ 

設計基準風速  $V_D = 20 \text{ m/s}$ , 抗力係数  $C_D = 2.1$ , ガスト応答係数  $G = 1.9$  として風荷重を算出する。

$$p = \frac{1}{2} \rho V_D^2 C_D G = \frac{1}{2} \times 1.23 \times 20^2 \times 2.1 \times 1.9 = 981 \text{ N/m}^2$$

主桁 (1 主桁当たり)

$$W = pA = 0.981 \times 2.100 = 2.06 \text{ kN/m}$$

手延機 (1 主構当たり)

$$W = pA = 0.981 \times 1.769 = 1.74 \text{ kN/m}$$

$$\text{トラスの投影面積 } A = 1.769 \text{ m}^2/\text{m}$$

③ 地震荷重:  $EQ$ 

架設期間が短いので考慮しない。

④ 雪荷重:  $SW$ 

積雪時期には架設完了となるため、考慮しない。

⑤ 温度変化の影響:  $T$ 

考慮しない。

⑥ 照査水平荷重:  $H_0$ 

主桁 (1 主桁当たり)

$$H_{01} = 4.40 \times 0.05 = 0.22 \text{ kN/m}$$

手延機 (1 主構当たり)

$$H_{02} = 2.00 \times 0.05 = 0.10 \text{ kN/m}$$

許容応力度の割増し係数を考慮した風荷重の方が照査水平荷重より大きいので、水平荷重は風荷重の値を用いるものとする。

⑦ 衝撃荷重:  $I$ 

考慮しない。

⑧ 摩擦力:  $F$ 

送出し装置の転がり摩擦係数を 0.05 とする。

⑨ 不均等荷重:  $U$ 

主桁 (1 主桁当たり)

$$U_1 = 4.40 \times 0.20 = 0.88 \text{ kN/m}$$

手延機 (1 主構当たり)

$$U_2 = 2.00 \times 0.20 = 0.40 \text{ kN/m}$$

ただし安定計算には考慮しない。

⑩ その他：S

考慮しない。

### 3) 安定計算

本例題では、手延機が先端送出し装置に到着する直前についてのみ計算するが、実際は施工順序に従った各ケースについて、安全を確認しなくてはならない。

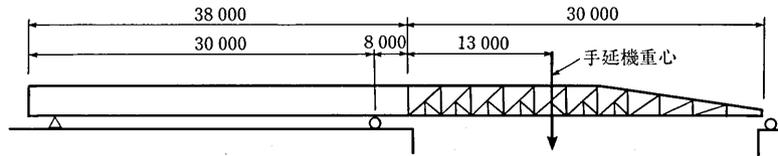


図 A4.1.3 手延機が先端送出し装置に到着する直前の状態

(a) 設計荷重

$P_1$  上の送出し装置回りの転倒モーメント

$$\text{主桁によるもの } M_{P01} = 4.40 \times 8.0 \times 4.0 = 141 \text{ kNm}$$

手延機によるもの

$$M_{P02} = 2.00 \times 30.0 \times (13.0 + 8.0) = 1260 \text{ kNm}$$

合計転倒モーメント

$$\sum M_{P0} = 1401 \text{ kNm}$$

(b) 転倒の照査

抵抗モーメント

$$M_R = 4.40 \times 30.0 \times 15.0 = 1980 \text{ kNm}$$

安全率

$$S_F = \frac{M_R}{\sum M_{P0}} = \frac{1980}{1401} = 1.41 > 1.2$$

### 4) トラスの検討

(a) 断面力

トラス部材力を電子計算機により直接計算する方法が一般的であるが、本例題では、内的に静定トラスなので、全体を梁とみなして曲げモーメント、せん断力および反力を計算し、これらの断面力からトラスの部材力を求める方法によって、手計算を行う。なお、計算過程は省略し、応力照査に必要な Step 1, 5, 6, 8, 10 の結果のみ示す。

(b) 上弦材の検討

a) 設計荷重

上弦材の軸力

$$N_U = \frac{M_{\text{point } n}}{h_n}$$

ここに、 $M_{\text{point } n}$ ：梁としての Point  $n$  の曲げモーメント

上弦材の軸力の最大は、Step 1, 5, 8 で発生する。

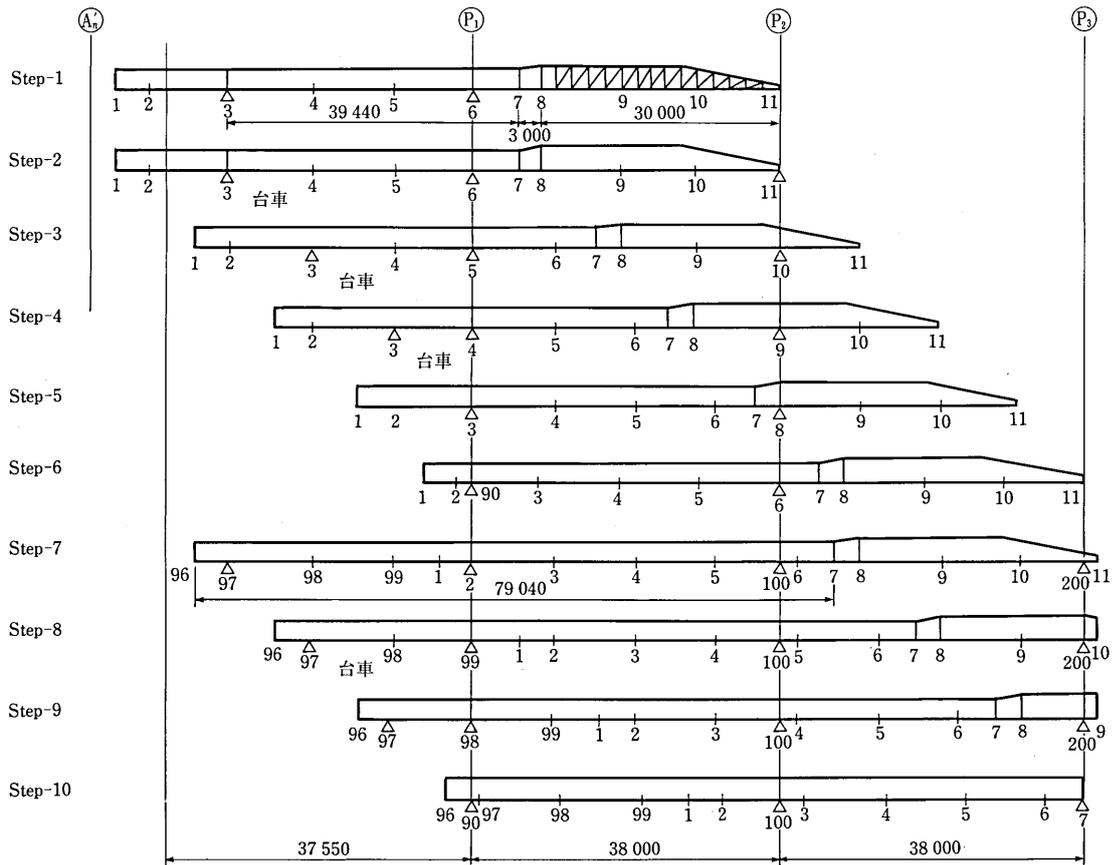


図 A4.1.4 送出し Step

$$N_{U \max} = \frac{800}{2.1} = 381 \text{ kN}$$

$$N_{U \min} = \frac{380}{2.1} = -181 \text{ kN}$$

b) 使用断面 1-H 194 × 150 × 6 × 9 (SS400)

断面積  $A = 39.0 \text{ cm}^2$

断面二次半径  $r = 3.61 \text{ cm}$

c) 応力照査

許容応力度

$$\sigma_{ta} = 175 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ca} = 175 - 1.03 \times (55.4 - 18) = 136 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda = \frac{200}{3.61} = 55.4$$

発生応力度

$$\sigma_t = \frac{381 \times 10^3}{39.0 \times 10^2} = 98 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 175 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{-181 \times 10^3}{39.0 \times 10^2} = -46 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 136 \text{ N/mm}^2$$

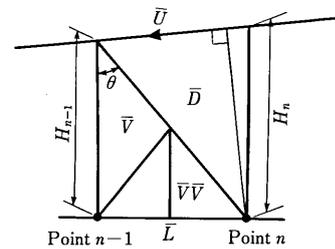


図 A4.1.6 トラスの寸法と断面力

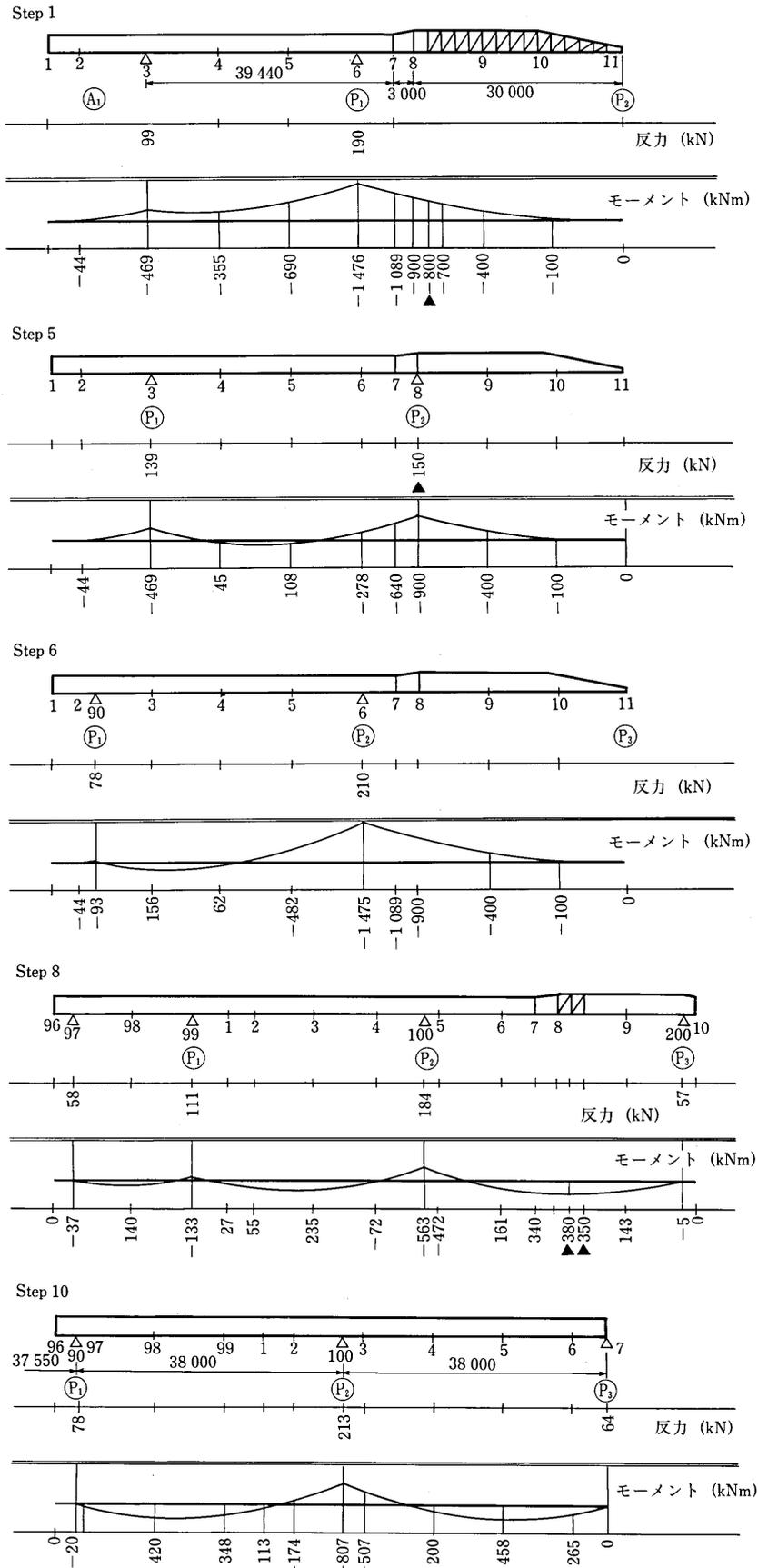


図 A4.1.5 各 Step の断面力

## (c) 下弦材の検討

## a) 設計荷重

下弦材の軸力

$$N_L = \frac{M_{\text{point } n-1}}{h_n}$$

ここに、 $M_{\text{point } n-1}$  : 梁としての Point  $n-1$  の曲げモーメント

下弦材の軸力の最大は、Step 1, 5, 8 で発生する.

$$N_{L \max} = \frac{350}{2.1} = 167 \text{ kN}$$

$$N_{L \min} = \frac{700}{2.1} = -333 \text{ kN}$$

下弦材の曲げモーメント (ローラーが格点間に作用する場合)

$$\text{端支間} \quad 0.9M_0$$

$$\text{中間支間} \quad 0.8M_0$$

$$\text{中間支点} \quad -0.7M_0$$

ここに、 $M_0$  : 格点間距離を支間長とする単純梁の支間中央の曲げモーメント下弦材の曲げモーメントは、Step 5 の最大反力  $R_{\max} = 150 \text{ kN}$  を用いて計算する.

$$M_0 = \frac{1}{4} \times R_{\max} \times l = \frac{1}{4} \times 150 \times 1.000 = 38 \text{ kNm}$$

$$M_L = 0.9M_0 = 0.9 \times 38 = 34 \text{ kNm}$$

下弦材のせん断力 (送出し装置が格点間に作用する場合)

$$S_L = R_{\max} = 150 \text{ kN}$$

## b) 使用断面 1-H 244 × 175 × 7 × 11 (SS400)

$$\text{断面積} \quad A = 56.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{ウェブ断面積} \quad A_W = 22.2 \times 0.7 = 15.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{断面二次半径} \quad r = 4.18 \text{ cm}$$

$$\text{断面定数} \quad z = 502.0 \text{ cm}^3$$

## c) 応力照査

許容応力度

$$\sigma_{ta} = 175 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ca} = 175 - 1.03 \times (23.9 - 18) = 169 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda = \frac{100}{4.18} = 23.9$$

$$\sigma_{ba} = 175 - 3.0 \times (11.4 - 4.5) = 154 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{A_W}{A_C} = \frac{15.54}{19.25} = 0.81 < 2.0$$

$$\frac{l}{\bar{b}} = \frac{200}{17.5} = 11.4$$

$$\sigma_{cal} = 175 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{b}{t} = \frac{8.4}{1.1} = 7.6$$

$$\tau_a = 100 \text{ N/mm}^2$$

発生応力度

$$\sigma_t = \frac{167 \times 10^3}{56.2 \times 10^2} = 30 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 175 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{-333 \times 10^3}{56.2 \times 10^2} = -59 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 169 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{34 \times 10^6}{502.0 \times 10^2} = 68 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ba} = 154 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{150 \times 10^3}{15.5 \times 10^2} = 97 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 100 \text{ N/mm}^2$$

曲げとせん断の合成応力度

$$\left(\frac{68}{175}\right)^2 + \left(\frac{97}{100}\right)^2 = 1.09 < 1.2$$

軸力と曲げモーメントの合成応力度

軸力が引張の場合

$$\sigma_t + \sigma_b = 30 + 68 = 98 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 175 \text{ N/mm}^2$$

$$-\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}} = -\frac{30}{175} + \frac{68}{154} = 0.27 < 1.0$$

$$-\sigma_t + \sigma_b = -30 + 68 = 38 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{cal} = 175 \text{ N/mm}^2$$

軸力が圧縮の場合

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} = \frac{59}{169} + \frac{68}{154 \times \left(1 - \frac{59}{2101}\right)} = 0.80 < 1.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_b}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} = 59 + \frac{68}{\left(1 - \frac{59}{2101}\right)} = 129 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{cal} = 175 \text{ N/mm}^2$$

(d) 斜材の検討

a) 設計荷重

斜材の軸力

$$N_D = S_{\text{point } n-1} \sec \theta$$

ここに、 $S_{\text{point } n-1}$  : 梁としての Point  $n-1$  の右側のせん断力 $\sec \theta$  : 斜材のなす角度

斜材の軸力の最大は Step 5 で発生する。

$$\text{斜材 a} \quad N_{D \max} = 150 \times \frac{254}{165} = -231 \text{ kN}$$

$$\text{斜材 b} \quad N_{D \max} = 150 \times \frac{273}{210} = -195 \text{ kN}$$

b) 使用断面 1-L 150 × 150 × 12 (SS400)

$$\text{断面積} \quad A = 34.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{断面二次半径} \quad r = 4.61 \text{ cm}$$

c) 応力照査

許容応力度

$$\text{斜材 a} \quad \sigma_{ca} = 175 - 1.03 \times (55.1 - 18) = 137 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda = \frac{254}{4.61} = 55.1$$

$$\sigma'_{ca} = 137 \times \left(0.5 + \frac{55.1}{1000}\right) = 76 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{山形断面を有する圧縮部材})$$

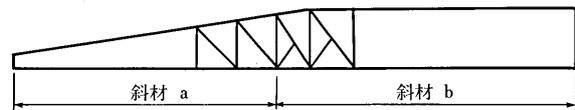


図 4.1.7 斜材の区分

$$\begin{aligned} \text{斜材 b } \sigma_{ca} &= 175 - 1.03 \times (59.2 - 18) = 133 \text{ N/mm}^2 \\ \lambda &= \frac{273}{4.61} = 59.2 \\ \sigma'_{ca} &= 133 \times \left( 0.5 + \frac{55.1}{1000} \right) = 74 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{山形断面を有する圧縮部材}) \end{aligned}$$

発生応力度

$$\begin{aligned} \text{斜材 a } \sigma_c &= \frac{-231 \times 10^3}{34.7 \times 10^2} = -67 \text{ N/mm}^2 < \sigma'_{ca} = 76 \text{ N/mm}^2 \\ \text{斜材 b } \sigma_c &= \frac{-195 \times 10^3}{34.7 \times 10^2} = -56 \text{ N/mm}^2 < \sigma'_{ca} = 74 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(e) 垂直材の検討

a) 設計荷重

垂直材の軸力

$$N_V = S_{\text{point } n-1}$$

垂直材の軸力の最大は Step 5 で発生する。

$$N_{V \max} = -150 \text{ kN}$$

b) 使用断面 1-L 130 × 130 × 9 (SS400)

$$\text{断面積} \quad A = 22.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{断面二次半径} \quad r = 4.01 \text{ cm}$$

c) 応力照査

許容応力度

$$\begin{aligned} \sigma_{ca} &= 175 - 1.03 \times (52.4 - 18) = 140 \text{ N/mm}^2 \\ \lambda &= \frac{210}{4.01} = 52.4 \\ \sigma'_{ca} &= 140 \times \left( 0.5 + \frac{52.4}{1000} \right) = 77 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{山形断面を有する圧縮部材}) \end{aligned}$$

発生応力度

$$\sigma_c = \frac{-150 \times 10^3}{22.7 \times 10^2} = -66 \text{ N/mm}^2 < \sigma'_{ca} = 77 \text{ N/mm}^2$$

5) 横構の検討

(a) 斜材の検討

a) 設計荷重

風荷重による横構の軸力

上、下横構で半分ずつ分担すると考えると、

$$N_L = \frac{1}{2} W i A \sec \theta = \frac{1}{2} \times 1.74 \times 29.000 \times \frac{283}{200} \times \frac{1}{1.1} = 33 \text{ kN}$$

ここに、 $iA$  : Point  $n$  のせん断力の影響面積

$\sec \theta$  : 斜材のなす角度

b) 使用断面 1-CT 72 × 151 × 8 × 8 (SS400)

$$\text{断面積} \quad A = 17.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{断面二次半径} \quad r = 1.91 \text{ cm}$$

c) 応力照査

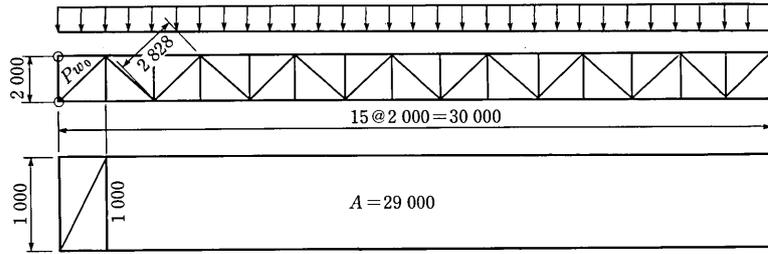


図 4.1.8 横構の寸法と断面力

許容応力度

$$\sigma_{ca} = \frac{1\,500\,000}{6\,700 + 148^2} = 52 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda = \frac{283}{1.91} = 148$$

$$\sigma'_{ca} = 52 \times \left( 0.5 + \frac{148}{1\,000} \right) = 34 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{山形断面を有する圧縮部材})$$

発生応力度

$$\sigma_c = \frac{33 \times 10^3}{17.7 \times 10^2} = 18 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 34 \text{ N/mm}^2$$

(b) 支材の検討

対傾構の弦材を参照のこと。

6) 対傾構の検討

(a) 弦材の検討

a) 設計荷重

風荷重による弦材の軸力

上, 下弦材で半分ずつ分担すると考えると,

$$N_{UL} = \frac{1}{2} W_i A = \frac{1}{2} \times 1.74 \times 29.000 \times \frac{1}{1.1} = 23 \text{ kN}$$

b) 使用断面 1-Pipe 101.6φ × 3.2 (SS400)

断面積  $A = 9.89 \text{ cm}^2$

断面二次半径  $r = 3.48 \text{ cm}$

c) 応力照査

許容応力度

$$\sigma_{ca} = 175 - 1.03 \times (57.5 - 18) = 134 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda = \frac{200}{3.48} = 57.5$$

発生応力度

$$\sigma_c = \frac{23 \times 10^3}{9.89 \times 10^2} = 23 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 134 \text{ N/mm}^2$$

(b) 斜材の検討

a) 設計荷重

風荷重による弦材の軸力

$$N_D = \frac{1}{2} W_i A \sec \theta = \frac{1}{2} \times 1.74 \times 29 \times \frac{290}{200} \times \frac{1}{1.1} = 33 \text{ kN}$$

b) 使用断面 1-Pipe 101.6φ × 3.2 (SS400)

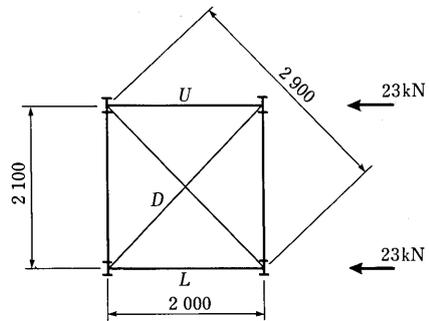


図 4.1.9 対傾構の寸法

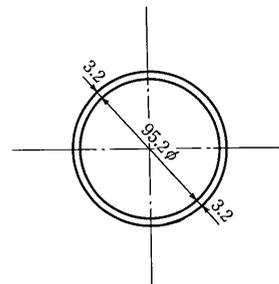


図 4.1.10 対傾構の断面

$$\text{断面積} \quad A = 9.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{断面二次半径} \quad r = 3.48 \text{ cm}$$

## c) 応力照査

許容応力度

$$\sigma_{ca} = 175 - 1.03 \times (83.3 - 18) = 107 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda = \frac{290.0}{3.48} = 83.3$$

発生応力度

$$\sigma_c = \frac{33 \times 10^3}{9.89 \times 10^2} = 33 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 107 \text{ N/mm}^2$$

## 7) 連結桁の検討

## a) 設計荷重

連結桁の曲げモーメントの最大は、Step 1, 6 で発生する。

$$M = 900 \text{ kNm}$$

## b) 使用断面

(SM400Y)

U-Flg	200 × 19	38.0 cm <sup>2</sup>
1-Web	2281 × 9	205.3 cm <sup>2</sup>
L-Flg	200 × 19	38.0 cm <sup>2</sup>

$$\text{断面定数 } z = 16340 \text{ cm}^3$$

## c) 応力照査

許容応力度

$$\sigma_{ta} = 175 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ca} = 175 - 1.5 \left( 2.39 \times \frac{200}{20} - 9 \right) = 153 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{A_W}{A_C} = \frac{205.3}{38.0} = 5.4$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_W}{2A_C}} = \sqrt{3 + \frac{205.3}{2 \times 38.0}} = 2.39$$

$$K \frac{l}{b} = 2.39 \times \frac{200}{20} = 23.9$$

発生応力度

$$\sigma_{t,c} = \frac{900 \times 10^6}{16340 \times 10^3} = \pm 55 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 175, \quad \sigma_{ca} = 153 \text{ N/mm}^2$$

## (3) 本体構造物の照査

## 1) 腹板座屈の検討

ここでは、送出し架設時の腹板座屈に対する検討例を示す。

前掲のモーメント図より、最も危険な Step 6 における、Point 6 について検討する。

Step 6 (手延機先端が前方ローラーに到達する直前)

着目点 Point 6 最大曲げモーメント  $M = -1475 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 

$$\text{最大せん断力} \quad S = 146.4 \text{ kN} (122 \times 1.2)$$

$$\text{反力} \quad R = 252 \text{ kN} (210 \times 1.2)$$

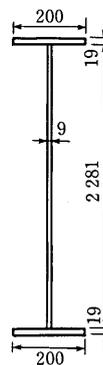


図 4.1.11 連結桁の断面

			A (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	A · y	A · y <sup>2</sup> + I
1-Flg.Pl.	360	22	79.2	106.1	8 403	891 571
1-Web Pl.	2 100	9	189.0			694 575
1-Flg.Pl.	360	22	79.2	-106.1	-8 403	891 571
			347.4		0	2 477 700 cm <sup>4</sup>

$$e = \sum A \cdot y / \sum A = 0.00 \text{ cm}$$

$$I_o = \sum I - A \cdot e^2 = 2 477 700 \text{ cm}^4$$

$$y_u = 107.20 \text{ cm}$$

$$y_l = 107.20 \text{ cm}$$

$$I_y = 17 120 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{I/A} = 84.5 \text{ cm}$$

断面係数  $Z_u = I_o/y_u = 23 110 \text{ cm}^3$

$$Z_l = I_o/y_l = 23 110 \text{ cm}^3$$

材質 SM400

$$l = 5 400 \text{ mm}$$

$$\sigma_{bca} = 175 - 1.5 \left( 2.05 \times \frac{540}{36} - 9 \right) = 142 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{A_w}{A_c} = \frac{189.0}{29.2} = 2.4$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}} = 2.05$$

$$K \frac{l}{b} = 2.05 \times \frac{540}{36} = 30.8$$

作用応力  $\sigma_u = 63.8 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 175 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_l = -63.8 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{bca} = 142 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 7.7 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 100 \text{ N/mm}^2$$

曲げとせん断応力の合成応力度に対する照査

$$\left( \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 = 0.21 < 1.2$$

最下段パネルに作用する曲げ応力度

$$\sigma_{b0} = -1 475.0 \times 10^3 \times 105.0 / 2 477 700 = -62.5 \text{ N/mm}^2$$

最下段のパネル高さ  $b$  : 1 344 mm

$$\sigma_{b1} = -1 475.0 \times 10^3 \times 29.4 / 2 477 700 = 17.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{b0} : \text{着目パネル下縁での縁応力度} \quad -62.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{b1} : \text{着目パネル上縁での縁応力度} \quad 17.5 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_c$  : 着目パネルの純圧縮応力度

$\sigma_b$  : 着目パネルの純曲げ応力度

$$\sigma_c = (\sigma_{b0} + \sigma_{b1}) / 2 = (-62.5 + 17.5) / 2 = -22.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_b = (\sigma_{b0} - \sigma_{b1}) / 2 = (-62.5 - 17.5) / 2 = -40.0 \text{ N/mm}^2$$

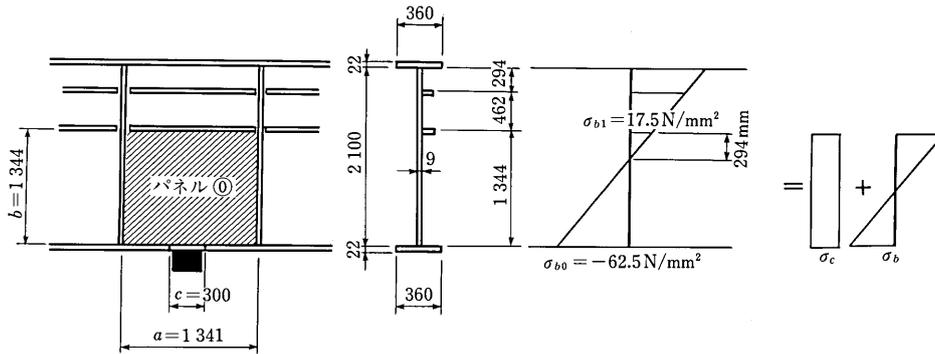


図 4.1.12

パネル幅  $a$  : 1341 mm    設計基準強度  $F$  : 235 N/mm<sup>2</sup>

パネル高さ  $b$  : 1344 mm    ヤング係数  $E$  : 200 000 N/mm<sup>2</sup>

反力受幅  $c$  : 300 mm    ポアソン比  $\mu$  : 0.300

反力  $R_o$  : 210.0 kN

腹板板厚  $t_w$  : 9.0 mm

不均等係数 : 1.20

不均等を考慮した反力  $R$  : 252.0 kN (210.0 × 1.2)

不均等を考慮したせん断力 : 146.4 kN (122.00 × 1.2)

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

以下の腹板座屈の照査は、土木学会 鋼構造シリーズ 6「鋼構造物の終局強度と設計」(1994)の第2編 部材強度による。

(a) 垂直応力度に対する座屈係数  $k_p$

$$A_c = c \cdot t_w = 300 \times 9.0 = 2700.0 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{p0} = R/A_c = 252.0 \times 10^3 / 2700.0 = 93.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p1} = \sigma_{p0} \left( 1 - \frac{b}{d} \right) = 93.3 \left( 1 - \frac{1344}{2100} \right) = 33.6 \text{ N/mm}^2$$

$$a_{cr} = \begin{cases} 0.1(b^2/c) + b + c & (b \leq c) \\ 1.5b + 0.6c & (b > c) \end{cases}$$

$b > c$  より,  $a_{cr} = 1.5 \times 1344 + 0.6 \times 300 = 2196 \text{ mm} > a$  したがって  $a = 1341 \text{ mm}$

鉛直反力に対する局部座屈係数  $k_p$

$$k_p = \left\{ 0.8 + 2.4 \left( \frac{b}{a} \right)^2 \right\} \left( \frac{c}{a} + \frac{a}{c} \right) \eta_p$$

$$\psi_p = \sigma_{p1} / \sigma_{p0} = 33.6 / 93.3 = 0.360$$

$$\eta_p = \frac{\psi_p^2 + 3\psi_p + 1}{(1 + \psi_p)^3} = 0.878$$

したがって  $k_p$  は,

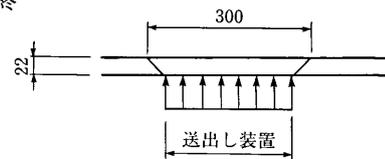


図 A4.1.13

$$k_p = \left\{ 0.8 + 2.4 \left( \frac{1344}{1341} \right)^2 \right\} \left( \frac{300}{1341} + \frac{1341}{300} \right) 0.878 = 13.238$$

幅厚比パラメータ  $R_p$

$$R_p = \sqrt{12(1-\mu^2)/\pi^2} \times \sqrt{F/(k_p \cdot E)} \times (b/t_w) = 1.05 \sqrt{F/(k_p \cdot E)} \times (b/t_w) = 1.477$$

$$\sigma_{pcr0} = \begin{cases} \phi_{po} F & (R_p \leq 0.63) \\ (0.7/R_p)^{0.80} \cdot \phi_p \cdot F & (R_p > 0.63) \text{ より} \end{cases}$$

ここに,  $\phi_{po}, \phi_p$ : 抵抗係数  $\phi_{po} = 0.92, \phi_p = 0.84$

$$\sigma_{pcr0} = (0.7/1.475)^{0.80} \times 0.84 \times 235 = 109.0 \text{ N/mm}^2$$

(b) 純圧縮応力度に対する座屈係数  $k_c$

$$\psi = 1.0$$

$$k_c = \begin{cases} (\alpha + 1/\alpha)^2 \frac{2.1}{\psi + 1.1} & (\alpha < 1) \\ \frac{8.4}{\psi + 1.1} & (\alpha \geq 1) \end{cases}$$

$\alpha = a/b = 1341/1344 = 0.998 < 1$  より

$$k_c = (\alpha + 1/\alpha)^2 \frac{2.1}{\psi + 1.1} = (0.998 + 1/0.998)^2 \times \frac{2.1}{1.0 + 1.1} = 4.000$$

幅厚比パラメータ  $R_c$

$$R_c = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k_c}} \sqrt{\frac{F}{E}} \frac{b}{t_w} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-0.300^2)}{4.000}} \sqrt{\frac{235}{2.0 \times 10^5}} \frac{1344}{9} = 2.692$$

$$\sigma_{ccr0} = \begin{cases} \phi_{po} \cdot F & (R_c \leq 0.63) \\ (0.7/R_c)^{0.80} \cdot \phi_p \cdot F & (R_c > 0.63) \end{cases}$$

ここに,  $\phi_{po}, \phi_p$ : 抵抗係数  $\phi_{po} = 0.92, \phi_p = 0.84$

$$\sigma_{ccr0} = (0.7/2.692)^{0.80} \times 0.84 \times 235 = 67.2 \text{ N/mm}^2$$

(c) 純曲げ応力度に対する座屈係数  $k_b''$

$$\psi = -1.0$$

$$k_b'' = \begin{cases} 15.87 + \frac{1.87}{\alpha^2} + 8.6\alpha^2 & (\alpha < 2/3) \\ 23.9 & (\alpha \geq 2/3) \end{cases}$$

$\alpha = a/b = 1341/1344 = 0.998 \geq 2/3$  より

$$k_b'' = 23.9$$

幅厚比パラメータ  $R_b$

$$R_b = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k_b''}} \sqrt{\frac{F}{E}} \frac{b}{t_w} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-0.300^2)}{23.900}} \sqrt{\frac{235}{2.0 \times 10^5}} \frac{1344}{9} = 1.101$$

$$\sigma_{bcr0} = \begin{cases} F & (R_b \leq 0.89) \\ (1.0/R_b)^{0.80} \cdot \phi_p \cdot F & (R_b > 0.89) \text{ より} \end{cases}$$

ここに,  $\phi_p$ : 抵抗係数  $\phi_p = 0.84$

$$\sigma_{bcr0} = (1.0/1.101)^{0.80} \times 0.84 \times 235 = 182.8 \text{ N/mm}^2$$

(d) セン断力に対する座屈係数  $k_\tau$

$$k_\tau = \begin{cases} 4.00 + 5.34/\alpha^2 & (\alpha < 1) \\ 5.34 + 4.00/\alpha^2 & (\alpha \geq 1) \end{cases}$$

$$\alpha = a/b = 1341/1344 = 0.998 < 1 \text{ より}$$

$$k_\tau = 4.00 + 5.34/(0.998)^2 = 9.364$$

鋼材のせん断強度  $\tau_u$

$$\tau_u = \frac{\phi_{po} F}{\sqrt{3}} = \frac{0.92 \times 235}{\sqrt{3}} = 124.8 \text{ N/mm}^2$$

幅厚比パラメータ  $R_\tau$

$$R_\tau = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k_\tau}} \sqrt{\frac{F}{E}} \frac{b}{t_w} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-0.300^2)}{9.364}} \sqrt{\frac{235}{2.0 \times 10^5}} \frac{1344}{9} = 1.760$$

$$\tau_{cr} = \begin{cases} \phi_{po} \cdot \tau_u & (R_\tau \leq 0.35) \\ (0.6/R_\tau)^{0.32} \cdot \phi_p \cdot \tau_u & (R_\tau > 0.35) \text{ より} \end{cases}$$

ここに,  $\phi_{po}, \phi_p$ : 抵抗係数  $\phi_{po} = 0.92, \phi_p = 0.84$

$$\tau_{cr} = (0.6/1.760)^{0.32} \times 0.84 \times 124.8 = 74.3 \text{ N/mm}^2$$

(e) 組合せ応力度での座屈照査式

$$\nu = \left\{ \sqrt{\left(\frac{\sigma_{p0}}{\sigma_{pcr0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{ccr0}}\right)^2} + \left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{bcr0}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \right\} \leq 1.0$$

$$S.F. = \frac{1}{\left\{ \sqrt{\left(\frac{\sigma_{p0}}{\sigma_{pcr0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{ccr0}}\right)^2} + \left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{bcr0}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \right\}}$$

$$= \frac{1}{\left\{ \sqrt{\left(\frac{93.3}{109.0}\right)^2 + \left(\frac{22.5}{67.2}\right)^2} + \left(\frac{40.0}{182.8}\right)^2 + \left(\frac{7.7}{74.3}\right)^2 \right\}}$$

$$= 1.02 < 1.35$$

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.

## 2) 補強後の腹板座屈の検討

水平補剛材を追加し補強する。以下に補強後の腹板パネルの検討を行う。

最下段パネルに作用する曲げ応力度

$$\sigma_{b0} = -1475.0 \times 10^3 \times 105.0 / 2477700 = -62.5 \text{ N/mm}^2$$

最下段のパネル高さ  $b$  : 294 mm

$$\sigma_{b1} = -1475.0 \times 10^3 \times 75.6 / 2477700 = -45.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{b0} : \text{着目パネル下縁での縁応力度} \quad -62.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{b1} : \text{着目パネル上縁での縁応力度} \quad -45.0 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_c$  : 着目パネルの純圧縮応力度

$\sigma_b$  : 着目パネルの純曲げ応力度

$$\sigma_c = (\sigma_{b0} + \sigma_{b1}) / 2 = (-62.5 + (-45.0)) / 2 = -53.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_b = (\sigma_{b0} - \sigma_{b1}) / 2 = (-62.5 - (-45.0)) / 2 = -8.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = a/b = 1341/294 = 4.561$$

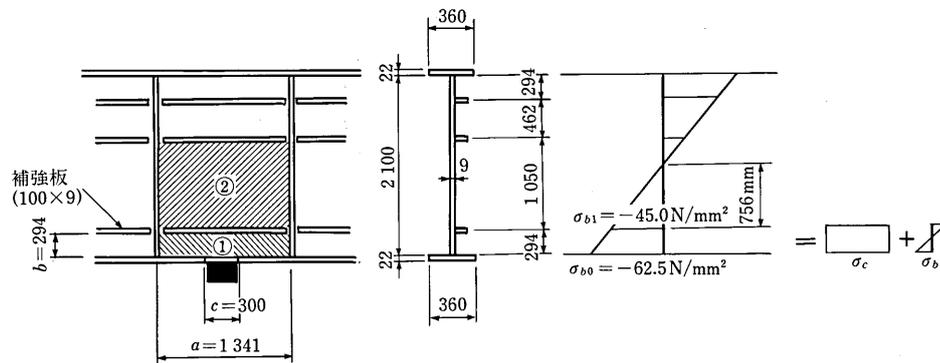


図 4.1.14

(a) 垂直応力度に対する座屈係数  $k_p$

$$A_c = 300 \times 9.0 = 2700.0 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{p0} = 252.00 \times 10^3 / 2700.0 = 93.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p1} = \sigma_{p0} \left( 1 - \frac{b}{d} \right) = 93.3 \left( 1 - \frac{294}{2100} \right) = 80.3 \text{ N/mm}^2$$

$$a_{cr} = \begin{cases} 0.1(b^2/c) + b + c & (b \leq c) \\ 1.5b + 0.6c & (b > c) \end{cases}$$

$$b < c \text{ より, } a_{cr} = 0.1(b^2/c) + b + c = 623 \text{ mm} < a = 1341 \text{ mm}$$

したがって、 $a$  のかわりに  $a_{cr}$  を用いる。

鉛直反力に対する局部座屈係数  $k_p$

$$k_p = \left\{ 0.8 + 2.4 \left( \frac{b}{a_{cr}} \right)^2 \right\} \left( \frac{c}{a_{cr}} + \frac{a_{cr}}{c} \right) \eta_p$$

$$\psi_p = \sigma_{p1} / \sigma_{p0} = 80.3 / 93.3 = 0.860$$

$$\eta_p = \frac{\psi_p^2 + 3\psi_p + 1}{(1 + \psi_p)^3} = 0.671$$

したがって  $k_p$  は、

$$k_p = \left\{ 0.8 + 2.4 \left( \frac{294}{623} \right)^2 \right\} \left( \frac{300}{623} + \frac{623}{300} \right) 0.671 = 2.292$$

幅厚比パラメータ  $R_p$

$$R_p = 1.05 \sqrt{F/(k_p \cdot E)} \times (b/t_w) = 0.777$$

$$\sigma_{pcr0} = \begin{cases} \phi_{po} F & (R_p \leq 0.63) \\ (0.7/R_p)^{0.80} \cdot \phi_p \cdot F & (R_p > 0.63) \text{ より} \end{cases}$$

ここに,  $\phi_{po}$ ,  $\phi_p$ : 抵抗係数  $\phi_{po} = 0.92$ ,  $\phi_p = 0.84$

$$\sigma_{pcr0} = (0.7/0.777)^{0.80} \times 0.84 \times 235 = 181.6 \text{ N/mm}^2$$

(b) 純圧縮応力度に対する座屈係数  $k_c$

$$\psi = 1.0$$

$$k_c = \begin{cases} (\alpha + 1/\alpha)^2 \frac{2.1}{\psi + 1.1} & (\alpha < 1) \\ \frac{8.4}{\psi + 1.1} & (\alpha \geq 1) \end{cases}$$

$\alpha = a/b = 1341/294 = 4.561 \geq 1$  より

$$k_c = \frac{8.4}{\psi + 1.1} = \frac{8.4}{1.0 + 1.1} = 4.000$$

幅厚比パラメータ  $R_c$

$$R_c = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k_c}} \sqrt{\frac{F}{E}} \frac{b}{t_w} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-0.300^2)}{4.000}} \sqrt{\frac{235}{2.0 \times 10^5}} \frac{294}{9} = 0.589$$

$$\sigma_{ccr0} = \begin{cases} \phi_{po} \cdot F & (R_c \leq 0.63) \\ (0.7/R_c)^{0.80} \cdot \phi_p \cdot F & (R_c > 0.63) \text{ より} \end{cases}$$

ここに,  $\phi_{po}$ ,  $\phi_p$ : 抵抗係数  $\phi_{po} = 0.92$ ,  $\phi_p = 0.84$

$$\sigma_{ccr0} = 0.92 \times 235 = 216.2 \text{ N/mm}^2$$

(c) 純曲げ応力度に対する座屈係数  $k_b''$

$$\psi = -1.0$$

$$k_b'' = \begin{cases} 15.87 + \frac{1.87}{\alpha^2} + 8.6\alpha^2 & (\alpha < 2/3) \\ 23.9 & (\alpha \geq 2/3) \end{cases}$$

$\alpha = a/b = 1341/294 = 4.561 \geq 2/3$  より

$$k_b'' = 23.9$$

幅厚比パラメータ  $R_b$

$$R_b = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k_b''}} \sqrt{\frac{F}{E}} \frac{b}{t_w} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-0.300^2)}{23.900}} \sqrt{\frac{235}{2.0 \times 10^5}} \frac{294}{9} = 0.241$$

$$\sigma_{bcr0} = \begin{cases} F & (R_b \leq 0.89) \\ (1.0/R_b)^{0.80} \cdot \phi_p \cdot F & (R_b > 0.89) \quad \text{より} \end{cases}$$

ここに、 $\phi_p$  : 抵抗係数  $\phi_p = 0.84$

$$\sigma_{bcr0} = F = 235.0 \text{ N/mm}^2$$

(d) せん断力に対する座屈係数  $k_\tau$

$$k_\tau = \begin{cases} 4.00 + 5.34/\alpha^2 & (\alpha < 1) \\ 5.34 + 4.00/\alpha^2 & (\alpha \geq 1) \end{cases}$$

$$\alpha = a/b = 1341/294 = 4.561 \geq 1 \quad \text{より}$$

$$k_\tau = 5.34 + 4.00/(4.561)^2 = 5.532$$

鋼材のせん断強度  $\tau_u$

$$\tau_u = \frac{\phi_{po} F}{\sqrt{3}} = \frac{0.92 \times 235}{\sqrt{3}} = 124.8 \text{ N/mm}^2$$

幅厚比パラメータ  $R_\tau$

$$R_\tau = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k_\tau}} \sqrt{\frac{F}{E}} \frac{b}{t_w} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-0.300^2)}{5.532}} \sqrt{\frac{235}{2.0 \times 10^5}} \frac{294}{9} = 0.501$$

$$\tau_{cr} = \begin{cases} \phi_{po} \cdot \tau_u & (R_\tau \leq 0.35) \\ (0.6/R_\tau)^{0.32} \cdot \phi_p \cdot \tau_u & (R_\tau > 0.35) \quad \text{より} \end{cases}$$

ここに、 $\phi_{po}$ 、 $\phi_p$  : 抵抗係数  $\phi_{po} = 0.92$ 、 $\phi_p = 0.84$

$$\tau_{cr} = (0.6/0.501)^{0.32} \times 0.84 \times 124.8 = 111.1 \text{ N/mm}^2$$

(e) 組合せ応力度での座屈照査式

$$\nu = \left\{ \sqrt{\left(\frac{\sigma_{p0}}{\sigma_{pcr0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{ccr0}}\right)^2} + \left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{bcr0}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \right\} \leq 1.0$$

$$S.F. = \frac{1}{\left\{ \sqrt{\left(\frac{\sigma_{p0}}{\sigma_{pcr0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{ccr0}}\right)^2} + \left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{bcr0}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \right\}}$$

$$= \frac{1}{\left\{ \sqrt{\left(\frac{93.3}{181.6}\right)^2 + \left(\frac{53.8}{216.2}\right)^2} + \left(\frac{8.8}{235.0}\right)^2 + \left(\frac{7.7}{111.1}\right)^2 \right\}}$$

$$= 1.74 < 1.35$$

以上の結果から、腹板パネル①は、腹板座屈のおそれがなく安全である。

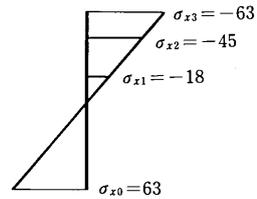
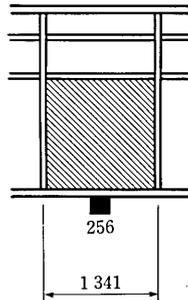
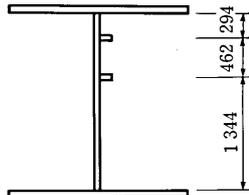
腹板パネル②についても、同様の手順で照査するが、ここでは計算を略す。

一般的には、これらの照査式をプログラム化して照査するが、次にその例を示す。

断面力  $M = -1475.0$  kN·m  
 $S = 122.0 * 1.20$  kN  
 $R = 210.0 * 1.20$  kN

断面諸元

	B	t	A (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	A <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )
1-PI	360*	22.0	79.20	106.10	8403.1	891571
1-PI	2100*	9.0	189.00	0.00	0.0	694575
1-PI	360*	22.0	79.20	-106.10	-8403.1	891571
計			347.40		0.0	2477717
			e =	0.00	I =	2477717
					腹板鋼種 =	SM400



圧縮を正、引張りを負で表示

座屈照査	項目	パネル 1
	パネル高さ :	$b = 1344$
	パネル幅 :	$a = 1341$
下縁	軸方向曲げ応力度 :	$\sigma_{b1} = 62.5$
上縁	軸方向曲げ応力度 :	$\sigma_{b2} = -17.5$
	オイラーの板座屈応力度 :	$\sigma_e = 8.4$
純曲げによる	応力度 :	$\sigma_b = 40.0$
純曲げによる	座屈係数 :	$\kappa_b = 23.900$
純曲げによる	理想座屈応力度 :	$\sigma_{bk} = 182.8$
純圧縮による	応力度 :	$\sigma_c = 22.5$
純圧縮による	座屈係数 :	$\kappa_c = 4.000$
純圧縮による	理想座屈応力度 :	$\sigma_{ck} = 67.2$
せん断による	応力度 :	$\tau = 7.7$
せん断による	座屈係数 :	$\kappa_t = 9.364$
せん断による	理想座屈応力度 :	$\tau_k = 74.3$
鉛直反力による	応力度 :	$\sigma_y = 93.3$
鉛直反力による	座屈係数 :	$\kappa_y = 13.238$
鉛直反力による	理想座屈応力度 :	$\sigma_{yk} = 109.0$
	合成板座屈安全率 :	$SF = 1.02$
	必要板座屈安全率 :	$= 1.350$
	判定 :	$\times$

## (4) 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バーの勾配，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設備を計画しなければならない。

けん引力  $\gamma$ ，おしみ力  $\gamma_1$  は，

$$\gamma = (1 + \alpha)\{(P_1 + P_2)\mu + (P_1 + P_2) \tan \theta\}\beta T$$

$$\gamma_1 = \alpha\{(P_1 + P_2)\mu + (P_1 + P_2) \tan \theta\}\beta$$

ここに， $\alpha$ ：おしみ抵抗（上り勾配； $\alpha = 0.2$ ，下り勾配； $\alpha = 0.6$ ）

$P_1$ ：前方台車反力

$P_2$ ：後方台車反力

$\mu$ ：ローラーおよび台車の転がり摩擦係数

$\beta$ ：荷重の偏心割増し係数

$\theta$ ：台車が上る（下る）勾配

$T$ ：出発抵抗=1.5

本例題では， $P_1 = 380 \text{ kN}$ ， $P_2 = 198 \text{ kN}$  とし，ローラーおよび台車の転がり摩擦係数  $\mu = 0.05$ ，荷重の偏心割増しを 30%， $\tan \theta = 0.005$  の下り勾配とすると，

$$\gamma = (1 + 0.6) \times \{(380 + 198) \times 0.05 \times 1.3 + (380 + 198) \times (-0.005) \times 1.3\} \times 1.5 = 81 \text{ kN}$$

$$\gamma_1 = 0.6 \times \{(380 + 198) \times 0.05 \times 1.3 + (380 + 198) \times (-0.005) \times 1.3\} = 20 \text{ kN}$$

となる。そこで，巻上げ速度  $42 \text{ m/min}$ ，けん引力  $30 \text{ kN}$  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 4 本を使用する。

$$\text{引出し力} = \gamma/n = 81/4 = 20 \text{ kN} < 30 \text{ kN}$$

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

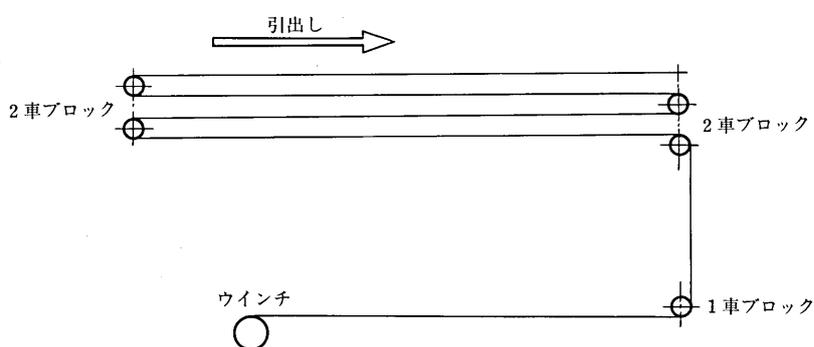


図 4.1.15 ウインチおよびワイヤ設備

### A4.1.2 ケーブルエレクション直吊り工法

#### (1) 概要

この工法は架設用の吊下げ設備をまず架設し、この吊下げ設備を利用して本体構造物を架設する工法である。一般には架設地点の谷が深いなどの理由により、移動式クレーンの進入、ベントの設置が困難な場所で、両岸に鉄塔やアンカーの設置が可能な場合に用いられる工法である。吊下げ設備は主索、後方索、吊り索、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主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、定着部のグ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) メインワイヤを複数本用いる場合、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。

この直吊り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 A3「仮設構造物の設計例」にあるので、ここでは省略する。

#### (2) 一般寸法

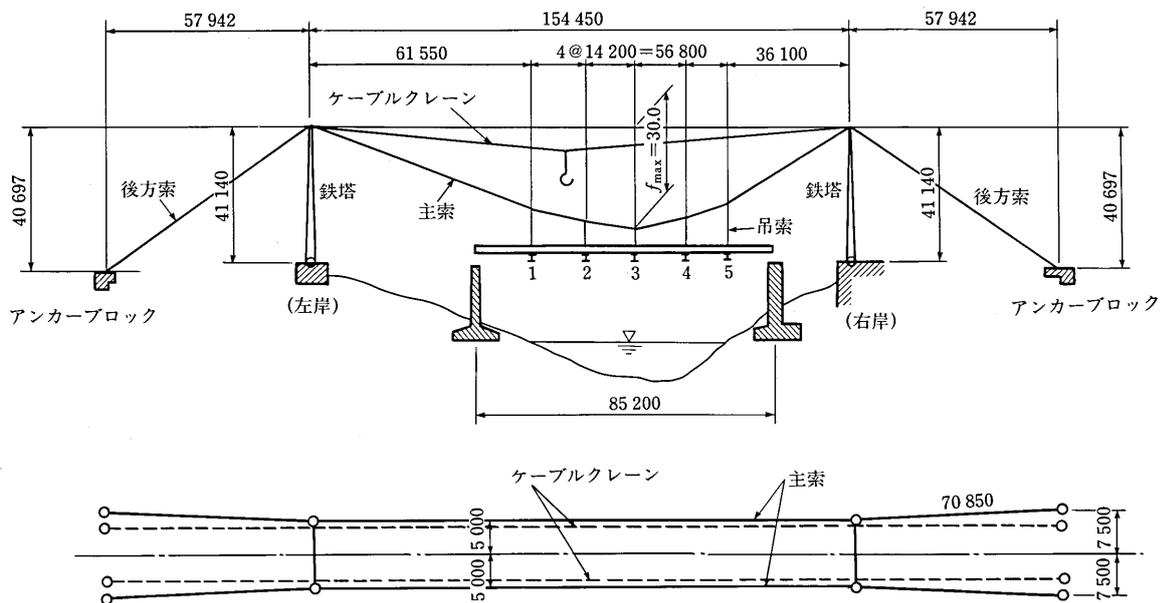


図 A4.1.16

#### (3) 架設要領

##### 1) 架設工事のフローチャート

図 A4.1.17 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め込む必要がある。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め込むものとする。

- (a) コンクリートアンカーブロック
  - a) 主索のアンカーフレーム
  - b) ケーブルクレーンのアンカーフレーム
  - c) ウインチ用アンカー金具
  - d) 鉄塔建方用の段取り金具

(b) 橋脚, 橋台

- a) ワイヤブリッジ用のアンカー金具
- b) 支承用アンカーボルト

(c) 鉄塔の基礎

- a) 鉄塔ベースのアンカーボルト
- b) 横行, 巻上げ索用アンカー金具

(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ため不均等荷重は考慮しない。

- (a) 2本のワイヤロープは種類, 断面が同一であるとともに使用履歴が類似したものをを用いる。
- (b) ワイヤロープは使用前にプレストレスしてマーキングを行う。
- (c) 吊り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) ワイヤロープの安全率について

4.3.1「安全率の標準」より, 吊下げ設備の主索, 後方索の安全率は2.0また吊り索の安全率は4.0とする。ただし, ワイヤロープの切断荷重は7.4.4「ワイヤロープの付加荷重」によって, 端末加工による低減を考慮するものとする。

3) 主索および後方索の計算

(a) 荷重 (両面ケーブル)

基本鉛直荷重

本体構造物自重		2773 kN
メインケーブル自重 (2 × 60φ (IWRC6×W <sub>S</sub> (31)))		108 kN
吊り索装置		50
受け梁 (含金具類)	5 × 11 =	55
足場自重	0.200 × 5.0 × 85.2 =	85
	$\sum W =$	3071 kN

(b) 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。

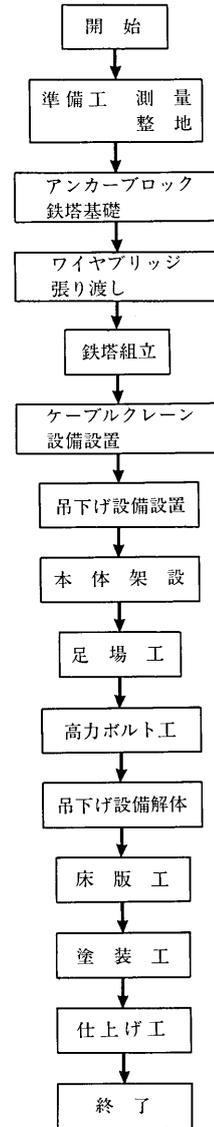


図 A4.1.17

$$P = W/(n + 1) \times 1/2 = 3071/(5 + 1) \times 1/2 = 255.9 \text{ kN}$$

(c) 反力

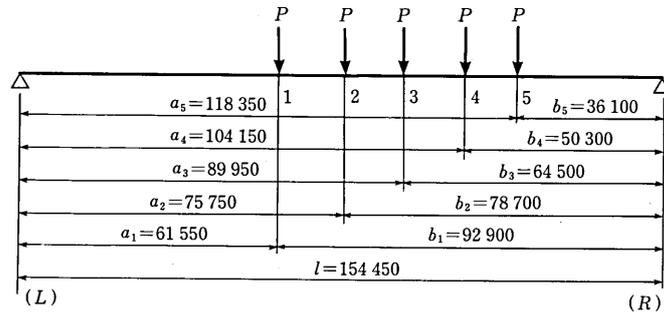


図 A4.1.18

$$R_{(L)} = \frac{P}{l} \sum b_i = \frac{255.9}{154.45} \times (36.1 + 50.3 + 64.5 + 78.7 + 92.9) = 534.3 \text{ kN}$$

$$R_{(R)} = 5P - R_{(L)} = 5 \times 255.9 - 534.3 = 745.2 \text{ kN}$$

(d) 曲げモーメント

$$M_1 = 534.3 \times 61.55 = 32\,886 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = 534.3 \times 75.75 - 255.9 \times 14.2 \times 1 = 36\,839$$

$$M_3 = 534.3 \times 89.95 - 255.9 \times 14.2 \times 3 = 37\,159$$

$$M_4 = 534.3 \times 104.15 - 255.9 \times 14.2 \times 6 = 33\,845$$

$$M_5 = 534.3 \times 118.35 - 255.9 \times 14.2 \times 10 = 26\,897$$

(e) 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.

$$H_{\max} = \frac{M_{\max}}{f_m} = \frac{37\,159}{30.0} = 1\,238.6 \text{ kN}$$

(f) ケーブル形状 (各点のサグ)

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

$$f_1 = 32\,886/1\,238.6 = 26.55 \text{ m}$$

$$f_2 = 36\,839/1\,238.6 = 29.74$$

$$f_3 = 37\,159/1\,238.6 = 30.00$$

$$f_4 = 33\,845/1\,238.6 = 27.33$$

$$f_5 = 26\,897/1\,238.6 = 21.72$$

(g) ケーブル長

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



## 4) 鉄塔への反力 (片面ケーブル当たり)

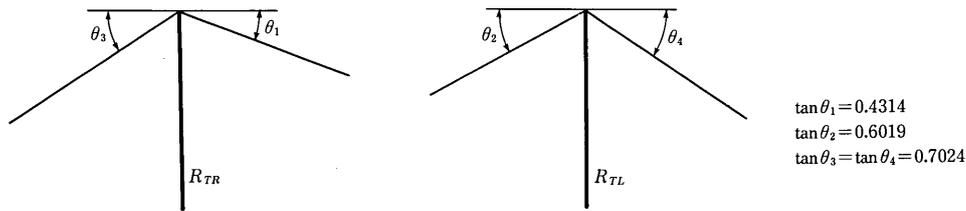


図 4.1.20

左側鉄塔

$$R_{TR} = H_{\max} \cdot (\tan \theta_1 + \tan \theta_3) = 1238.6 \times (0.4314 + 0.7024) = 1404 \text{ kN}$$

右側鉄塔

$$R_{TR} = H_{\max} \cdot (\tan \theta_2 + \tan \theta_3) = 1238.6 \times (0.6019 + 0.7024) = 1616 \text{ kN}$$

## 5) 吊索の計算

格点荷重 :  $P = 255.9 \text{ kN}$ 使用ワイヤロープ :  $1 \times 53\phi (6 \times 24) \text{ A 種}$ 保証破断荷重 :  $T_{u0} = 1382 \text{ kN/本}$ 吊索の端末をグリップ止めにすれば 7.4.4 より, 破断荷重の低減率は  $\alpha = 20\%$  である.

$$\text{破断荷重} : T_u = \frac{T_{u0}}{1 - \alpha} = \frac{1382}{1 - 0.20} = 1727.5 \text{ kN}$$

$$\text{安全率} : SF = \frac{T_u}{P} = \frac{1727.5}{255.9} = 6.75 > 4.0$$

## (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垂直動荷重, 垂直静荷重について設計するものとする. 垂直動荷重は最大部材重量, ローディングブロック, キャリヤを含み, 垂直静荷重はキャリヤケーブル, 横行索, 巻上索などの動荷重に含まない部分による力をさす. 衝撃係数および作業係数を考慮する. 水平動荷重, 風荷重, 地震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, 10 分間平均風速  $10 \text{ m/s}$  以上の強風時は作業を中止するものとする.

## 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 54 条) によるとクレーン等級 A~F に応じてキャリヤケーブル (主索) の安全率は 2.7, その後方索の安全率は 2.7 以上, 控え索 3.0~4.0, 横行索, 巻上索 3.55~5.0 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

 $P = 80 \text{ kN}$  を支間中央で吊ったときのサグ  $f = 14.0 \text{ m}$  とする.衝撃係数 : 1.10 (クレーン構造規格第 11 条 1  $V = 37/8 \text{ m/min} = 0.08 \text{ m/s}$  より)作業係数 : 1.08 (クレーン構造規格別表第 2  $6.3 \times 10^3$  未満, 荷重 80% 以上)吊上げ装置の等級 : B (使用時間  $60 \text{ 日} \times 8 \text{ h/日} = 480 \text{ h}$ , クレーン構造規格別表第 3)

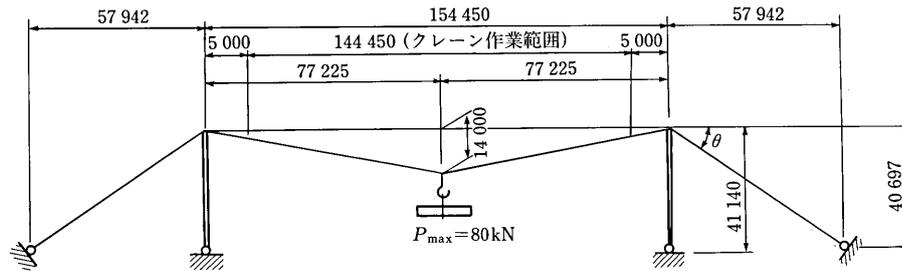


図 4.1.21

(a) 垂直動荷重

最大部材重量	80 kN
キャリヤブロック (含フック)	20 kN
集中荷重	$P = 100 \times 1.10 \times 1.08 = 118.8 \text{ kN}$

(b) 垂直静荷重

キャリヤケーブル (45φ (IWRC6×W <sub>S</sub> (31)))	85.3 N/m
横行索 (18φ (6×24))	31.8
巻上索 (18φ (6×24))	10.6
等分布荷重	$w = 127.7 \times 1.08 = 137.9 \text{ N/m}$

4) ケーブル張力の算出

(a) 水平力

$$M_P = \frac{P \times L}{4} = \frac{118.8 \times 154.45}{4} = 4587.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_W = \frac{wl^2}{8} = \frac{137.9 \times 154.45^2}{8} = 411.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M = M_P + M_W = 4587.2 + 411.2 = 4998.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H_{\max} = \frac{M}{f} = \frac{4998.4}{14.0} = 357.0 \text{ kN}$$

(b) 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

$$V = \frac{wl}{2} + \frac{P}{2} = \frac{0.1379 \times 154.45}{2} + \frac{118.8}{2} = 70.0 \text{ kN}$$

よって主索の張力は

$$T = \sqrt{H_{\max}^2 + V^2} = \sqrt{(357.0)^2 + (70.0)^2} = 363.8 \text{ kN}$$

(c) 控え索の張力

アンカーに作用する張力  $T_A$  は

$$T_A = H_{\max} \cdot \sec \theta = 363.8 \times 1.223 = 444.9 \text{ kN}$$

控え索に作用する張力  $T_B$  は

$$T_B = T_A - T = 444.9 - 363.8 = 81.1 \text{ kN}$$

5) 使用ワイヤロープ

(a) 主索, 後方索

1 × 45φ (IWRC6×W<sub>S</sub> (31)) B種

保証破断荷重  $T_u = 1370 \text{ kN}$

$$\text{安全率} \quad SF = \frac{T_u}{T} = \frac{1370}{363.8} = 3.76 > 2.7$$

(b) 控え索

キャリヤケーブルの主索，後方索の張力差は控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，この控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

$$P = v_1 T_{B1} + v_2 T_{B2} = 2.0 \times 1515.0 + 3.5 \times 81.1 = 3314 \text{ kN} < 2 \times T_u = 2 \times 2033 = 4066 \text{ kN}$$

ここに， $v_1$ ：直吊り設備の主索の安全率

$v_2$ ：ケーブルクレーンの控え索の安全率

$T_{B1}$ ：直吊り設備の後方索の張力

$T_{B2}$ ：ケーブルクレーンの控え索の張力

よって，破断荷重よりも小さいので安全率を満たしている．

6) 横行索

(a) 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

ワイヤの長さ

$$l_c = 2 \times \sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 + f_o^2} = 2 \times \sqrt{\left(\frac{154.45}{2}\right)^2 + f_o^2 + 14.0^2} = 2 \times 78.484 = 156.968$$

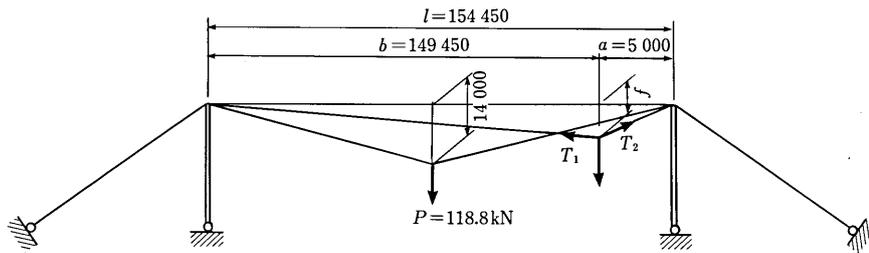


図 A4.1.22

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

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

$$M = \frac{P \cdot a \cdot b}{l} = \frac{118.8 \times 149.95 \times 5.0}{154.45} = 576.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$H = \frac{M}{f} = \frac{576.7}{5.479} = 105.3 \text{ kN}$$

$$V_1 = \frac{P \cdot b}{l} = \frac{118.8 \times 149.45}{154.45} = 115.0 \text{ kN}$$

$$V_2 = \frac{P \cdot a}{l} = \frac{118.8 \times 5.0}{154.45} = 3.8 \text{ kN}$$

$$T_1 = \sqrt{H^2 + V_1^2} = \sqrt{105.3^2 + 115.0^2} = 155.9 \text{ kN}$$

$$T_2 = \sqrt{H^2 + V_2^2} = \sqrt{105.3^2 + 3.8^2} = 105.4 \text{ kN}$$

$$T = T_1 - T_2 = 155.9 - 105.4 = 50.5 \text{ kN}$$

(b) ワイヤロープの張力

滑車の組合せは図 A4.1.23 のようにすれば

滑り軸受けの場合のシーブ単独の効率  $\epsilon = 0.96$

動滑車につながるワイヤ数  $n_a = 3$

方向変換車につながるワイヤ数  $n_b = 3$

$$Q = \frac{(1 - \epsilon)T}{\epsilon^{n_b}(1 - \epsilon^{n_a})} = \frac{(1 - 0.96) \times 50.5}{0.96^3 \times (1 - 0.96^3)} = 19.8 \text{ N}$$

使用ワイヤロープ  $18\phi$  ( $6 \times 24$ ) を使用する.

保証破断荷重:  $T_u = 148 \text{ kN}$

安定率:  $SF = T_u/Q = 148/19.8 = 7.47 > 4.0$

ウインチの能力: 複胴式を用いるものとする ( $V = 37 \text{ m/min}$ ,  $K = 0.62$ )

$$X = \frac{PV}{60000 \times K} = \frac{19800 \times 37}{60000 \times 0.62} = 19.6 \text{ kW}$$

よって, 20 kW のウインチを使用する.

7) 巻上げ索の張力

滑車の組合せ

動滑車につながるワイヤ数  $n_a = 8$

方向変換車につながるワイヤ数  $n_b = 3$

$$Q = \frac{(1 - \epsilon)W}{\epsilon^{n_b}(1 - \epsilon^{n_a})} = \frac{(1 - 0.96) \times 118.8}{0.96^3 \times (1 - 0.96^8)} = 19.3 \text{ kN}$$

ワイヤロープ  $18\phi$  ( $6 \times 24$ ) を使用する.

保証破断荷重:  $T_u = 148 \text{ kN}$

安定率:  $SF = T_u/T = 148/19.3 = 7.66 > 4.0$

ウインチの能力: 複胴式を用いるものとする.

$V = 37 \text{ m/min}$

$K = 0.62$

$$X = \frac{PV}{60000 \times K} = \frac{19300 \times 37}{60000 \times 0.62} = 19.2 \text{ kW}$$

よって, 20 kW のウインチを使用する.

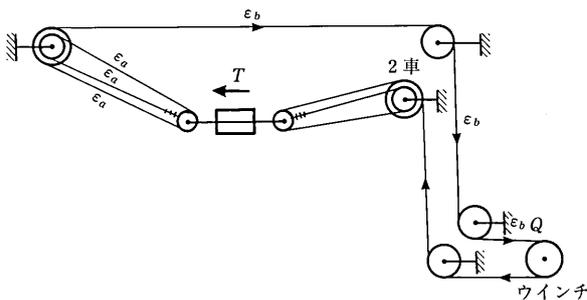


図 A4.1.23

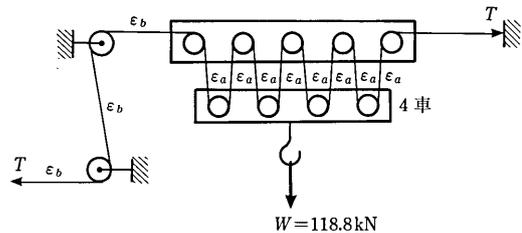


図 A4.1.24

### A4.1.3 ケーブルエレクション斜吊り工法

#### (1) 概要

橋桁両側に建てた塔頂部より斜吊り索により直接部材を斜めに吊る工法である。直吊り工法と同様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、アーチ系構造物等に用いられることが多い。斜吊り設備は、鉄塔、アンカー、斜吊り索、後方索およびケーブルクレーン等によって構成される。

斜吊り工法における主な注意点として、次の事項があげられる。

- 1) アンカーの安全率は十分であること。
- 2) ケーブルの定着部をグリップ止めする場合は適時締付け点検を行うこと。
- 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) 斜吊り索の調整、盛替え、閉合時の変形の調整のために、斜吊り索、後方索に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じる恐れがあるので注意が必要である。
- 7) 架設中には橋台に水平力が作用するため橋台の安定照査が必要である。

なお、斜吊り工法の架設設計には鉄塔、ケーブルクレーン、アンカーブロックの計算も必要であるが、この付属資料に設計例があるので、ここでは省略する。

#### (2) 一般図

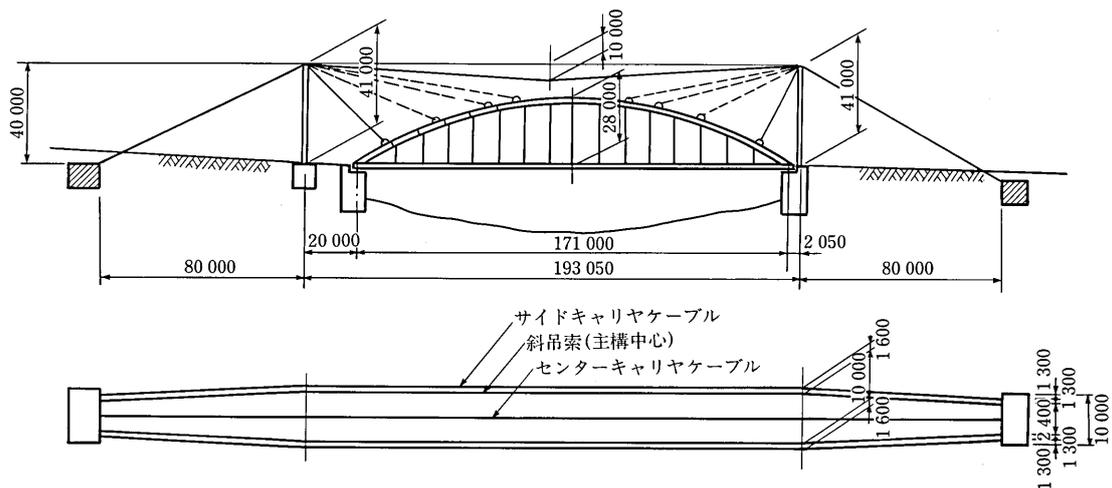


図 A4.1.25

#### (3) 架設要領

##### 1) フローチャート

図 A4.1.27 参照

##### 2) 各種アンカー類設置

###### (a) 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。

- a) 鉄塔斜吊り索用アンカー
- b) 鉄塔キャリヤケーブルアンカー
- c) ウインチ用アンカー

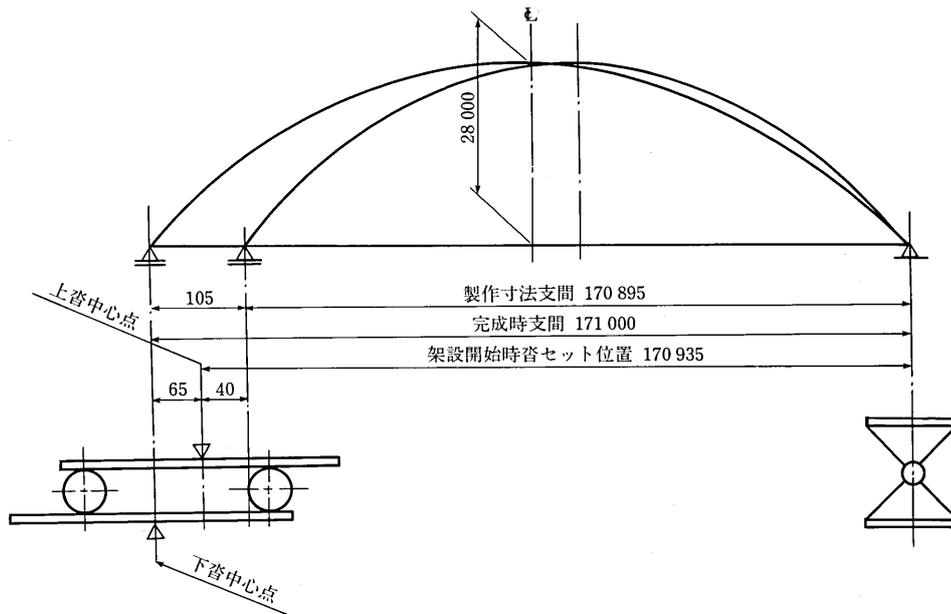


図 A4.1.26

- d) 鉄塔建方用段取り金具
- (b) 橋脚，橋台の埋め込みアンカー
  - a) 補剛桁閉合用水平力導入装置の固定用アンカーボルト
  - b) ワイヤブリッジ用アンカー類
  - c) 支承の浮き上がり，移動防止用アンカー類
- (c) 鉄塔基礎
  - a) 鉄塔ベースのアンカーボルト
  - b) 横行・巻上げワイヤ用のアンカー類

3) 支承のセット寸法

全死荷重による水平方向の伸び  $\delta_0 = 105 \text{ mm}$

鋼桁自重  $W_S = 22.4 \text{ kN/m}$

全死荷重  $W_0 = 59.9 \text{ kN/m}$

鋼桁自重による水平方向の伸び量  $\delta_S$

$$\delta_S = \delta_0 \frac{W_S}{W_0} = 105 \times \frac{22.3}{59.9} = 40 \text{ mm}$$

床版関係死荷重による水平方向の伸び量  $\delta_D$

$$\delta_D = \delta_0 - \delta_S = 105 - 40 = 65 \text{ mm}$$

4) アーチリブの架設

(4) 斜吊り索，後方索の計算

1) 荷重と安全率について

斜吊り索，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，衝撃荷重はワイヤの変形で吸収されるので考慮しない。

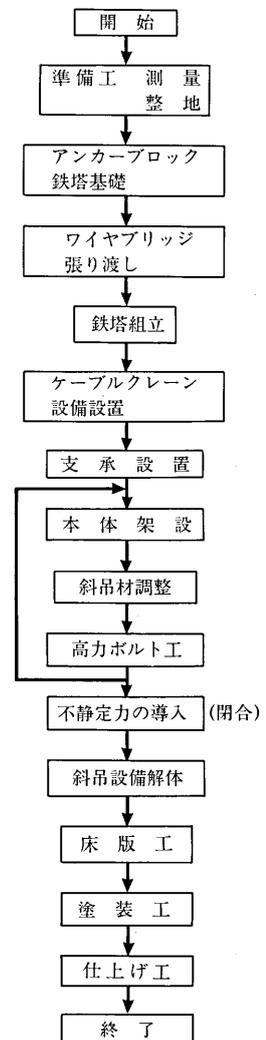


図 A4.1.27

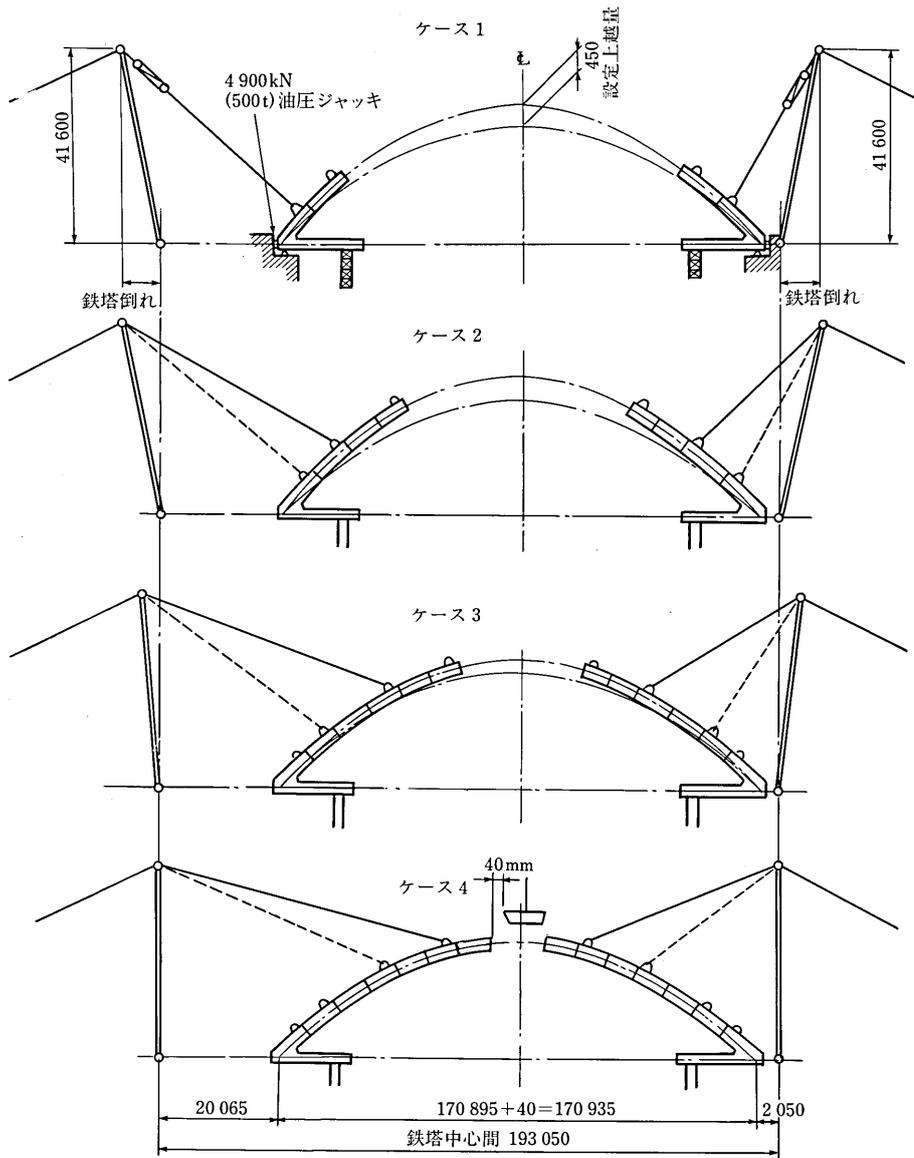


図 A4.1.28

斜吊り索はケース 2 以後は常に 2 段の斜吊り索で吊っているが、計算では先端の斜吊り索のみが有効であるとして照査する。斜吊り索および後方索の安全率は 4.3.1 「安全率の標準」より 2.0 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

アーチリブ関係鋼重		補剛桁関係鋼重	
補剛桁端ブロック	561.5 kN	補剛桁	1595.4 kN
アーチリブ	3062.5	吊り材	166.6
吊り材	166.6	下横行	301.8
橋門構	100.0	横 桁	325.4
横支材	451.8	縦 桁	853.4
足 場	$0.200 \times 5.0 \times 182 = 182.0$	縦桁支材	$0.200 \times 5.0 \times 171 = 171.0$
$\sum W_1 = 4524.4 \text{ kN}$		$\sum W_2 = 3494.9 \text{ kN}$	

アーチリブ曲線長  $l_U = 182.619 \text{ m}$

補剛桁長  $l_1 = 171.0 \text{ m}$

アーチリブ  $w_1 = \frac{\sum W_1}{2 \cdot l_U} = \frac{4524.4}{2 \times 182.619} = 12.39 \text{ kN/m}$

補剛桁  $w_1 = \frac{\sum W_2}{2 \cdot l_1} = \frac{3494.9}{2 \times 171.0} = 10.22 \text{ kN/m}$

3) 斜吊り索および後方索の計算

斜吊り点 B 点の鉛直方向の反力は

$$R_B = \frac{Wl^2}{2l_1}$$

支承 A 点回りのモーメントのつり合い

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

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

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

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

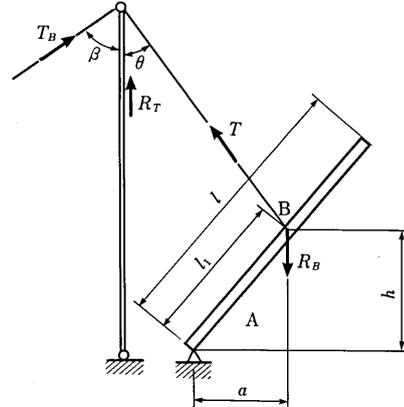


図 A4.1.29

(a) ケース 1

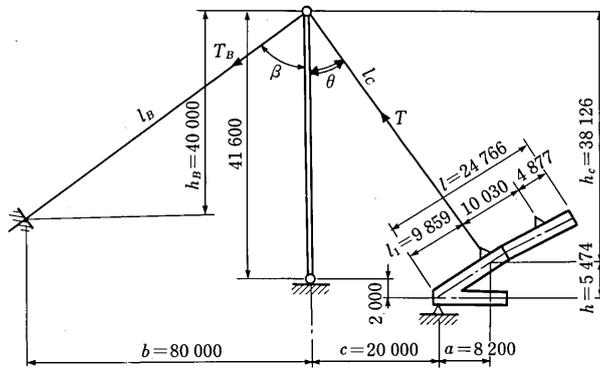


図 A4.1.30

後方索長  $l_B$

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

$$\sin \beta = b/l_B = \frac{80.0}{89.443} = 0.894, \quad \cos \beta = \frac{h_B}{l_B} = \frac{40.0}{89.443} = 0.447$$

斜吊り索  $l_C$

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

$$\sin \theta = \frac{(c+a)}{l_C} = \frac{20.0 + 8.2}{47.222} = 0.595, \quad \cos \theta = \frac{h}{l_C} = \frac{38.126}{47.422} = 0.804$$

$$R_B = \frac{Wl^2}{2l_1} = \frac{12.39 \times 24.766^2}{2 \times 9.859} = 385.4 \text{ kN}$$

$$T = \frac{R_B \cdot a}{h \cdot \sin \theta + a \cdot \cos \theta} = \frac{385.4 \times 8.20}{5.474 \times 0.595 + 8.20 \times 0.804} = 320.8 \text{ kN}$$

$$T_B = T \cdot \sin \theta \cdot \text{cosec } \beta = 320.8 \times 0.595 / 0.894 = 213.5 \text{ kN}$$

$$R_T = T \cdot \cos \theta + T_B \cos \beta = 320.8 \times 0.804 + 213.5 \times 0.447 = 353.4 \text{ kN}$$

(b) ケース 2 (ケース 1 と同様に)

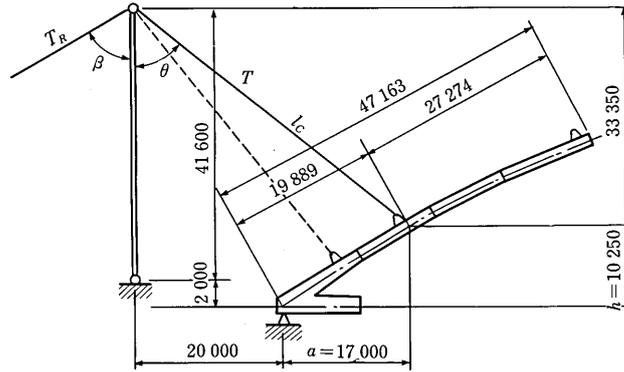


図 A4.1.31

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

$$\sin \theta = \frac{20.0 + 17.0}{49.812} = 0.743, \quad \cos \theta = \frac{33.35}{49.812} = 0.670$$

$$T = \frac{R_B \cdot a}{h \cdot \sin \theta + a \cdot \cos \theta} = \frac{692.8 \times 17.0}{10.250 \times 0.743 + 17.0 \times 0.670} = 619.7 \text{ kN}$$

$$R_B = \frac{Wl^2}{2l_1} = \frac{12.39 \times 47.163^2}{2 \times 19.889} = 692.8 \text{ kN}$$

$$T_B = T \sin \theta \cdot \operatorname{cosec} \beta = 619.7 \times 0.743 / 0.894 = 515.0 \text{ kN}$$

$$R_T = T \cos \theta + T_B \cos \beta = 619.7 \times 0.670 + 515.0 \times 0.447 = 645.4 \text{ kN}$$

(c) ケース 3

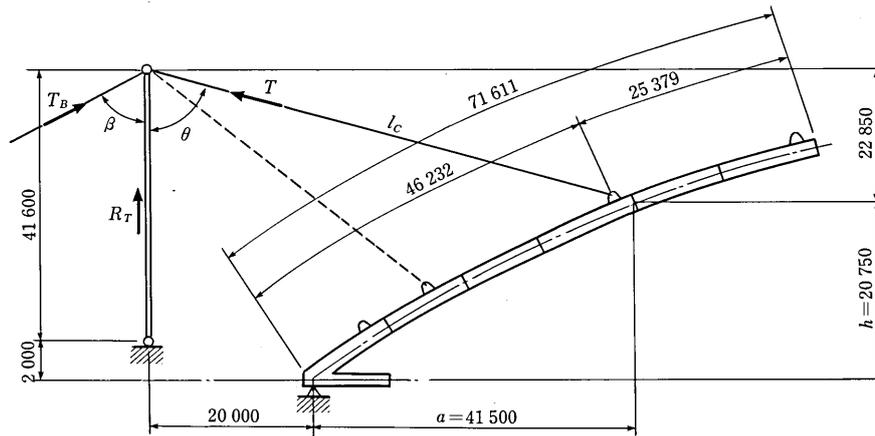


図 A4.1.32

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

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

$$R_B = \frac{Wl^2}{2l_1} = \frac{12.39 \times 71.611^2}{2.0 \times 46.232} = 687.2 \text{ kN}$$

$$T = \frac{R_B \cdot a}{h \cdot \sin \theta + a \cdot \cos \theta} = \frac{687.2 \times 41.50}{20.750 \times 0.937 + 41.50 \times 0.348} = 841.6 \text{ kN}$$

$$T_B = T \cdot \sin \theta \cdot \operatorname{cosec} \beta = 841.6 \times 0.937 / 0.894 = 882.1 \text{ kN}$$

$$R_T = T \cdot \cos \theta + T_B \cos \beta = 841.6 \times 0.348 + 882.1 \times 0.447 = 687.2 \text{ kN}$$

(d) ケース 4

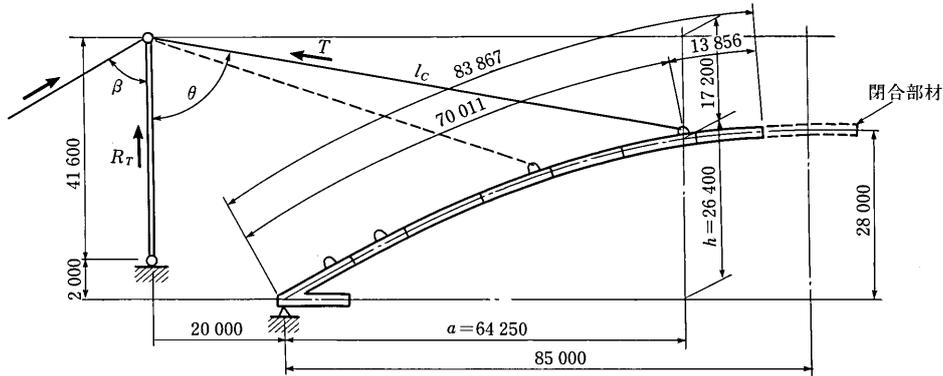


図 A4.1.33

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

$$\sin \theta = \frac{84.250}{85.988} = 0.980, \quad \cos \theta = \frac{17.20}{85.988} = 0.200$$

$$R_B = \frac{Wl^2}{2l_1} = \frac{12.39 \times 83.867^2}{2.0 \times 70.011} = 622.4 \text{ kN}$$

$$T = \frac{R_B \cdot a}{h \cdot \sin \theta + a \cdot \cos \theta} = \frac{622.4 \times 64.25}{26.40 \times 0.980 + 64.25 \times 0.200} = 1032.7 \text{ kN}$$

$$T_B = T \cdot \sin \theta \cdot \operatorname{cosec} \beta = 1032.7 \times 0.980 / 0.894 = 1132.0 \text{ kN}$$

$$R_T = T \cdot \cos \theta + T_B \cos \beta = 1032.7 \times 0.200 + 1132.0 \times 0.447 = 712.5 \text{ kN}$$

4) 使用ワイヤロープ

斜吊り索, 後方索の最大荷重, 使用ワイヤロープ, 安全率を表 A4.1.3 に示す. なお, ワイヤロープの端末はいずれもグリップ止めとするので破断荷重の低減率は 20%である.

表 A4.1.3

	斜吊り索				後方索
	第 1 段目	第 2 段目	第 3 段目	第 4 段目	
最大荷重 (kN)	320.8	619.7	841.6	1032.7	1132.0
使用ワイヤロープ	(6 × 24) A 種	(6 × 24) A 種	IWRC 6 × W <sub>S</sub> (31) B 種	IWRC 6 × W <sub>S</sub> (31) B 種	IWRC 6 × W <sub>S</sub> (31) B 種
ロープ径	1 × 50φ	2 × 50φ	2 × 50φ	2 × 50φ	2 × 50φ
保証破断荷重 (kN)	1230	1230	1690	1690	1690
破断荷重 (kN)	1025	2050	2816	2816	2816
安全率	3.20	3.31	3.35	2.73	2.49
所要安全率	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0

## (5) 水平力に対する照査

架設時の設計基準風速は、架設地点、架設期間を考慮して  $V = 25 \text{ m/s}$  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、架設時の支点反力についてのみ照査する。照査は閉合寸前のケース 4 ( $l = 83.9 \text{ m}$ ) の状態で照査する。風下側は風上側の 0.5 倍の作用力を考慮する。

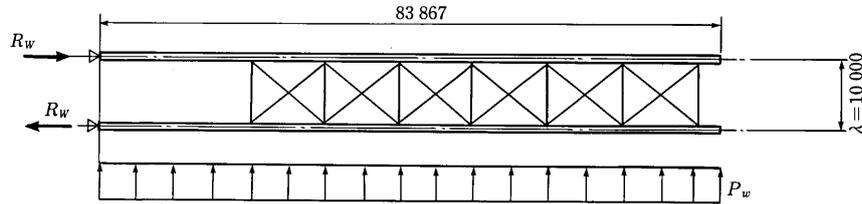


図 A4.1.34

$V_d = 25 \text{ m/s}$ ,  $C_d \doteq 2.7$  とすれば,

$$P \doteq \frac{1}{2} \rho V_d^2 C_d G = \frac{1}{2} \times 1.23 \times 25^2 \times 2.7 \times 1.9 = 1972 \text{ N/m}^2$$

$$P \doteq p \cdot 1.5 \cdot h_w = 1972 \times 1.5 \times 1.60 = 4733 \text{ N/m}$$

支点回りモーメント  $M$

$$M_W = \frac{1}{2} P l^2 = \frac{1}{2} \times 4733 \times (83.867)^2 = 16645 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$R_W = \frac{M_W}{10.0} = \frac{16645}{10.0} \doteq 1664.5 \text{ kN}$$

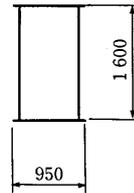


図 A4.1.35

ケース 4 における支点反力は、第 4 段目の斜吊り索の水平力成分と等しいので

$$R_4 = T \cdot \sin \theta = 1032.7 \times 0.980 = 1012.0 \text{ kN}$$

よって風荷重を考慮したときの支点反力は、

$$R_{\max} = R_4 + R_W = 1012 + 1664.5 = 2677 \text{ kN}$$

$$R_{\min} = R_4 - R_W = 1012 - 1664.5 = -653 \text{ kN}$$

支点は負反力にも抵抗できるように、橋台にアンカーする。

A4.1.4 片持式架設

(1) 概要

- 橋の形式 : 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 10 200 kN
- トラベラクレーン重量 : 550 kN
- トラベラクレーン軌道重量 : 2.00 kN/m

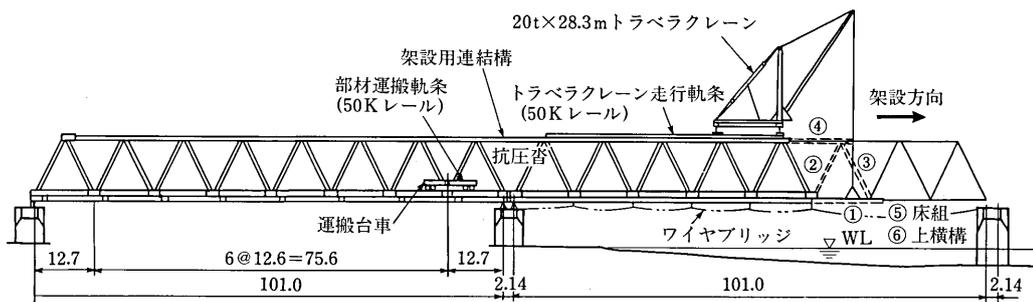
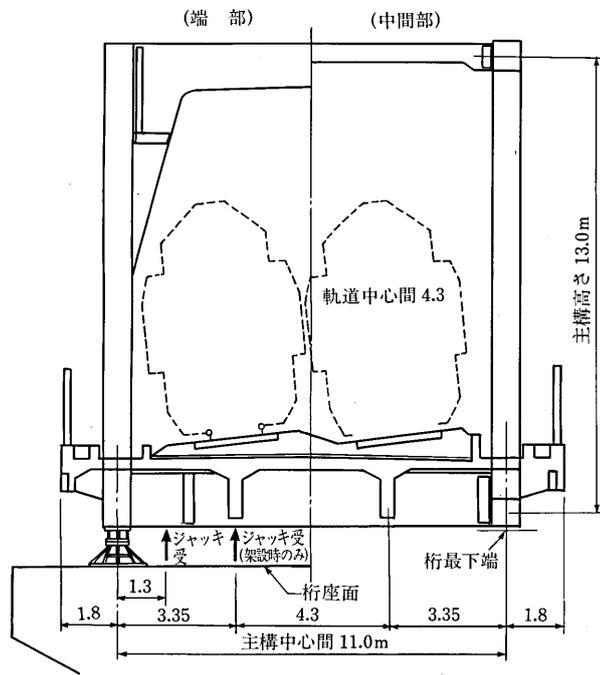
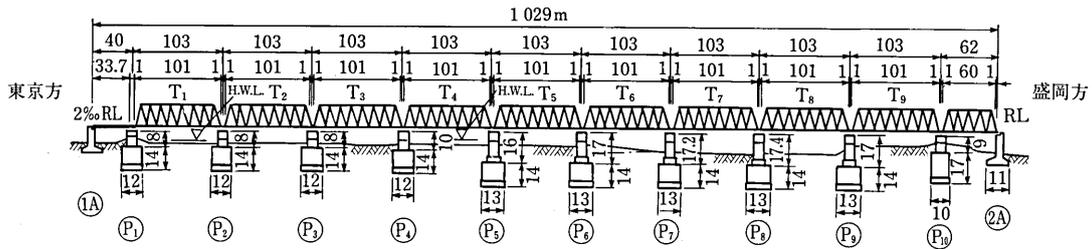


図 A4.1.36 架設一般図

## (2) 架設材の照査

## 1) 設計例

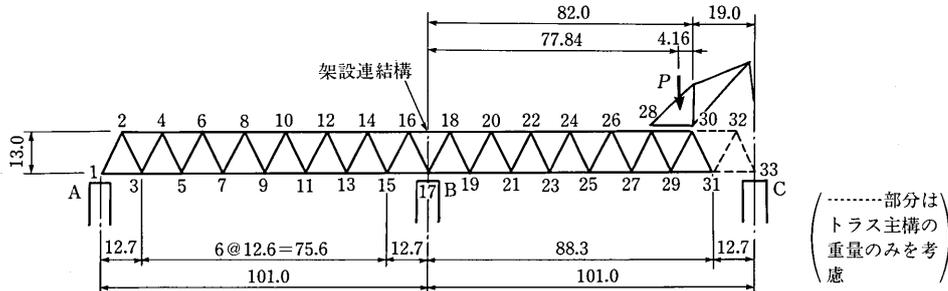


図 A4.1.37 トラスが橋脚に到達する前の状態

## 2) 荷重

(a) 基本鉛直荷重:  $P_0$ 

本体構造物

主構	$P_{01} = 7300 \text{ kN}$	(72.28 kN/m)
----	----------------------------	--------------

床組	$P_{02} = 1700 \text{ kN}$	(19.25 kN/m)
----	----------------------------	--------------

架設機材

トラベラクレーン軌道	$P_{03} =$	(2.00 kN/m)
------------	------------	-------------

部材運搬軌道	$P_{04} =$	(1.50 kN/m)
--------	------------	-------------

防護足場	$P_{05} = 0.1 \text{ kN/m}^2 \times 13.0 \text{ m}$	(1.30 kN/m)
------	---	-------------

トラベラクレーン	$P_{06} = 550 \text{ kN}$	
----------	---------------------------	--

(b) 風荷重:  $W$ 設計基準風速  $V_D = 20 \text{ m/s}$ , 抗力係数  $C_D = 2.1$ , ガスト係数  $G = 1.9$  として風荷重を算出する.

$$p = \frac{1}{2} \rho V_D^2 C_D G = \frac{1}{2} \times 1.23 \times 20^2 \times 2.1 \times 1.9 = 981 \text{ N/m}^2$$

風上側風荷重	$p_1 = p = 981 \text{ N/m}^2$
--------	-------------------------------

風下側風荷重	$p_2 = \frac{2}{3} p = 654 \text{ N/m}^2$
--------	---

投影面積	$A = 293.71 \text{ m}^2$
------	--------------------------

全風荷重	$W = (p_1 + p_2) A = (0.981 + 0.654) \times 293.71 = 480 \text{ kN}$
------	--

(c) 地震荷重:  $EQ$ 

架設時の設計水平震度は, 完成系の設計水平震度 (修正震度法) の 1/2 を想定する.

$$k_h = \frac{1}{2} \Delta_1 \Delta_2 \Delta_3 k_0 = \frac{1}{2} \times 1.0 \times 1.0 \times 1.25 \times 0.2 = 0.13$$

ここに,  $\Delta_1 = 1.0$  (地域別係数, 地域区分 (A)) $\Delta_2 = 1.0$  (地盤別係数, その他の地盤) $\Delta_3 = 1.25$  (構造物の応答特性に応じた補正係数, 洪積層,  $0.5 \leq T \leq 1.4$ ) $k_0 = 0.2$  (標準設計水平震度)

主構	$EQ_{01} = 7300 \text{ kN} \times 0.13$	(9.40 kN/m)
----	---	-------------

床組	$EQ_{02} = 1700 \text{ kN} \times 0.13$	(2.50 kN/m)
----	---	-------------

トラベラクレーン軌道	$EQ_{03} =$	(0.26 kN/m)
部材運搬軌道	$EQ_{04} =$	(0.20 kN/m)
防護足場	$EQ_{05} = 0.1 \text{ kN/m}^2 \times 13.0 \text{ m} \times 0.13$	(0.17 kN/m)
トラベラクレーン	$EQ_{06} = 550 \text{ kN} \times 0.13 =$	72 kN

(d) 雪荷重 :  $SW$ 

積雪時期には架設完了となるため、考慮しない。

(e) 温度変化の影響 :  $T$ 

考慮しない。

(f) 照査水平荷重 :  $H_0$ 

主構	$H_{01} = 7\,300 \times 0.05 =$	365 kN (3.61 kN/m)
床組	$H_{02} = 1\,700 \times 0.05 =$	85 kN (0.96 kN/m)
トラベラクレーン軌道	$H_{03} =$	(0.10 kN/m)
部材運搬軌道	$H_{04} =$	(0.08 kN/m)
防護足場	$H_{05} = 0.1 \times 13.0 \times 0.05$	(0.07 kN/m)
トラベラクレーン	$H_{06} = 550 \times 0.05 =$	28 kN

供用応力度の割増し係数を考慮した風荷重、地震荷重の方が照査水平荷重より大きいので、水平荷重は、風荷重、地震荷重の値を用いるものとする。

(g) 衝撃荷重 :  $I$ 

考慮しない。

(h) 摩擦力 :  $F$ 

考慮しない。

(i) 不均等荷重 :  $U$ 

考慮しない。

(j) その他 :  $S$ 

考慮しない。

## 3) 架設用連結構の照査

応力計算は、電子計算機を利用して行うのが一般的であるが、本例題のうち架設用連結構について、手計算で行う。

## (a) 設計荷重

基本鉛直荷重 ( $P_0$ ) による連結材の軸力

B 点 (格点 17) の曲げモーメント

主構によるもの	$M_{P01} = \frac{1}{2} \times 72.28 \times 101.0^2 =$	368 700 kNm
床組によるもの	$M_{P02} = \frac{1}{2} \times 19.25 \times 88.3^2 =$	75 000 kNm
トラベラクレーン軌道によるもの	$M_{P03} = \frac{1}{2} \times 2.00 \times 82.0^2 =$	6 700 kNm
部材運搬軌道によるもの	$M_{P04} = \frac{1}{2} \times 1.50 \times 88.3^2 =$	5 800 kNm
防護足場 (上段) によるもの	$M_{P05} = \frac{1}{2} \times 1.30 \times 82.0^2 =$	4 400 kNm

$$\text{防護足場 (下段) によるもの} \quad M'_{P05} = \frac{1}{2} \times 1.30 \times 88.3^2 = 5\,100 \text{ kNm}$$

$$\text{トラベラクレーンによるもの} \quad M_{P06} = 550 \times 77.84 = 42\,800 \text{ kNm}$$

$$\text{以上の合計曲げモーメント} \quad \sum M_{P0} = 508\,500 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{P0} \text{ による連結構の軸力} \quad N_{P0} = \frac{\sum M_{P0}}{2h} = \frac{508\,500}{2 \times 13.0} = 19\,600 \text{ kN}$$

風荷重 ( $W$ ) による連結構材の軸力

B 点 (格点 17) の曲げモーメント

$$M_W = \frac{WL}{2} = \frac{480 \times 101.0}{2} = 24\,200 \text{ kNm}$$

$M_W$  による連結構材の軸力

$$N_W = \frac{M_W}{2b} = \frac{24\,200}{2 \times 11.0} = 1\,100 \text{ kN}$$

地震荷重 ( $EQ$ ) による連結構材の軸力

B 点 (格点 17) の曲げモーメント

$$\text{主構によるもの} \quad M_{EQ1} = \frac{1}{2} \times 9.40 \times 101.0^2 = 47\,900 \text{ kNm}$$

$$\text{床組によるもの} \quad M_{EQ2} = \frac{1}{2} \times 2.50 \times 88.3^2 = 9\,700 \text{ kNm}$$

$$\text{トラベラクレーン軌道によるもの} \quad M_{EQ3} = \frac{1}{2} \times 0.26 \times 82.0^2 = 900 \text{ kNm}$$

$$\text{部材運搬軌道によるもの} \quad M_{EQ4} = \frac{1}{2} \times 0.20 \times 88.3^2 = 800 \text{ kNm}$$

$$\text{防護足場 (上段) によるもの} \quad M_{EQ5} = \frac{1}{2} \times 0.17 \times 82.0^2 = 600 \text{ kNm}$$

$$\text{防護足場 (下段) によるもの} \quad M'_{EQ5} = \frac{1}{2} \times 0.17 \times 88.3^2 = 700 \text{ kNm}$$

$$\text{トラベラクレーンによるもの} \quad M_{EQ6} = 72 \times 77.84 = 5\,600 \text{ kNm}$$

$$\text{以上の合計曲げモーメント} \quad \sum M_{EQ} = 66\,200 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{EQ} \text{ による連結構の軸力} \quad N_{EQ} = \frac{M_{EQ}}{2b} = \frac{66\,200}{2 \times 11.0} = 3\,000 \text{ kN}$$

組合せ

$$P_0/1.0 \quad \frac{19\,600}{1.0} = 19\,600 \text{ kNm}$$

$$(P_0 + W)/1.1 \quad \frac{19\,600 \pm 1\,100}{1.1} = 18\,800, 16\,800 \text{ kNm}$$

$$(P_0 + EQ)/1.3 \quad \frac{19\,600 \pm 3\,000}{1.3} = 17\,400, 12\,800 \text{ kNm}$$

よって、基本鉛直荷重 ( $P_0$ ) に対して設計を行う。

(b) 使用断面

(SM490Y)		
U-Flg	940 × 25	235.0 cm <sup>2</sup>
2-Web	800 × 25	400.0 cm <sup>2</sup>
L-Flg	800 × 25	200.0 cm <sup>2</sup>
		835.0 cm <sup>2</sup>

## (c) 応力照査

$$\text{許容応力度 } \sigma_{ta} = 265 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{発生応力度 } \sigma_t = \frac{19\,600 \times 10^3}{835.0 \times 10^2} = 235 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta}$$

## 4) 架設用連結構の長さ

架設中のカンチレバー状態になっているトラスの先端は、自重によるたわみなどの影響により、所定の高さより下がることになる。これを、連結構を短縮することで、先端を架設方法に応じた位置にすることが行われる。

本例題では、製作そり、自重によるたわみ、定着支間の残留キャンバーの影響を考慮したうえで、トラスの先端を所定の高さより 500 mm 下がった位置になるように、連結構の長さを 212 mm 短縮した。

## (a) 製作そりによる変位量

本橋は、支間中央で、死荷重たわみ  $\delta_d = 216 \text{ mm}$  と活荷重たわみ  $\delta_l = 34 \text{ mm}$  の合計 250 mm を、製作そり  $\delta$  としてつけることとした。この製作そり  $\delta$  により生じるトラス先端の変位量を求める。

下弦材格点は同一円弧上にあるものとすれば、製作そりの曲線半径は、

$$R = \frac{L^2}{8\delta} = \frac{101.0^2}{8 \times 0.250} = 5\,100 \text{ m}$$

よって、張出し先端の変位量は、

$$y_a = \frac{L^2}{2R} = \frac{101.0^2}{2 \times 5\,100} = 1.000 \text{ m}$$

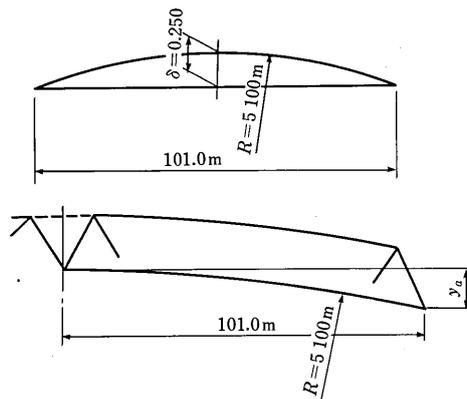


図 A4.1.38 製作そりによるトラス先端の変位量

## (b) たわみによる変位量

自重によるたわみは、電算結果より、

$$y_b = 1.010 \text{ m}$$

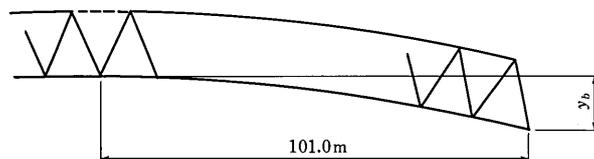


図 A4.1.39 たわみによるトラス先端の変位量

(c) 定着支間の製作そりによる変位量

定着支間の製作そりのうち活荷重によるそり 34 mm によっても、トラス先端に変位が生じる。

$$y_c = \frac{2\delta_l}{L/2} L = 4\delta_l = 4 \times 0.034 = 0.136 \text{ m}$$

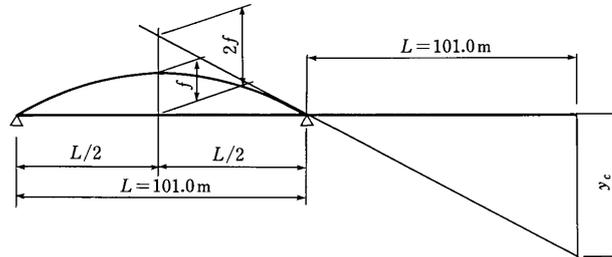


図 A4.1.40 定着支間の製作そりによるトラス先端の変位量

(d) 連結構の長さの所要短縮量

以上より、張出し先端の変位量の合計は、

$$\sum y = y_a + y_b + y_c = 1.000 + 1.010 + 0.136 = 2.146 \text{ m}$$

先端のたわみが 2146 mm であると、先端が支承座面よりも下が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 下がった位置とすることとした。よって、連結構の長さの減少によって補正する先端の変位量は

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

ゆえに連結構の所要短縮量は

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

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（格点 16-18）の長さより 212 mm 短くすれば、全径間張出した先端のたわみは 500 mm になる。

## A4.2 煙 突

### A4.2.1 全体一般図

- 1) 型 式：八角クロススパイラル鉄塔型煙突
- 2) 高 さ：230 m
- 3) 筒身径：7.26 m
- 4) 鋼 重：6100 t (筒身：1 筒身将来施工)

### A4.2.2 架設工法の概要

下部 (3H まで) は、トラッククレーン工法 (650t クローラークレーン) で鉄塔・筒身を架設し、上部 (3H 以後, TOP まで) は、クライミングクレーン工法 (ジブ式全旋回架設方式, 吊り能力 160 t×35 m/90 t×44.5 m) で鉄塔・筒身とも架設する。

クライミングクレーンは鉄塔水平材よりつなぎ梁を介して設置する。また、鉄塔材は、斜材と水平材を一体組して架設する。

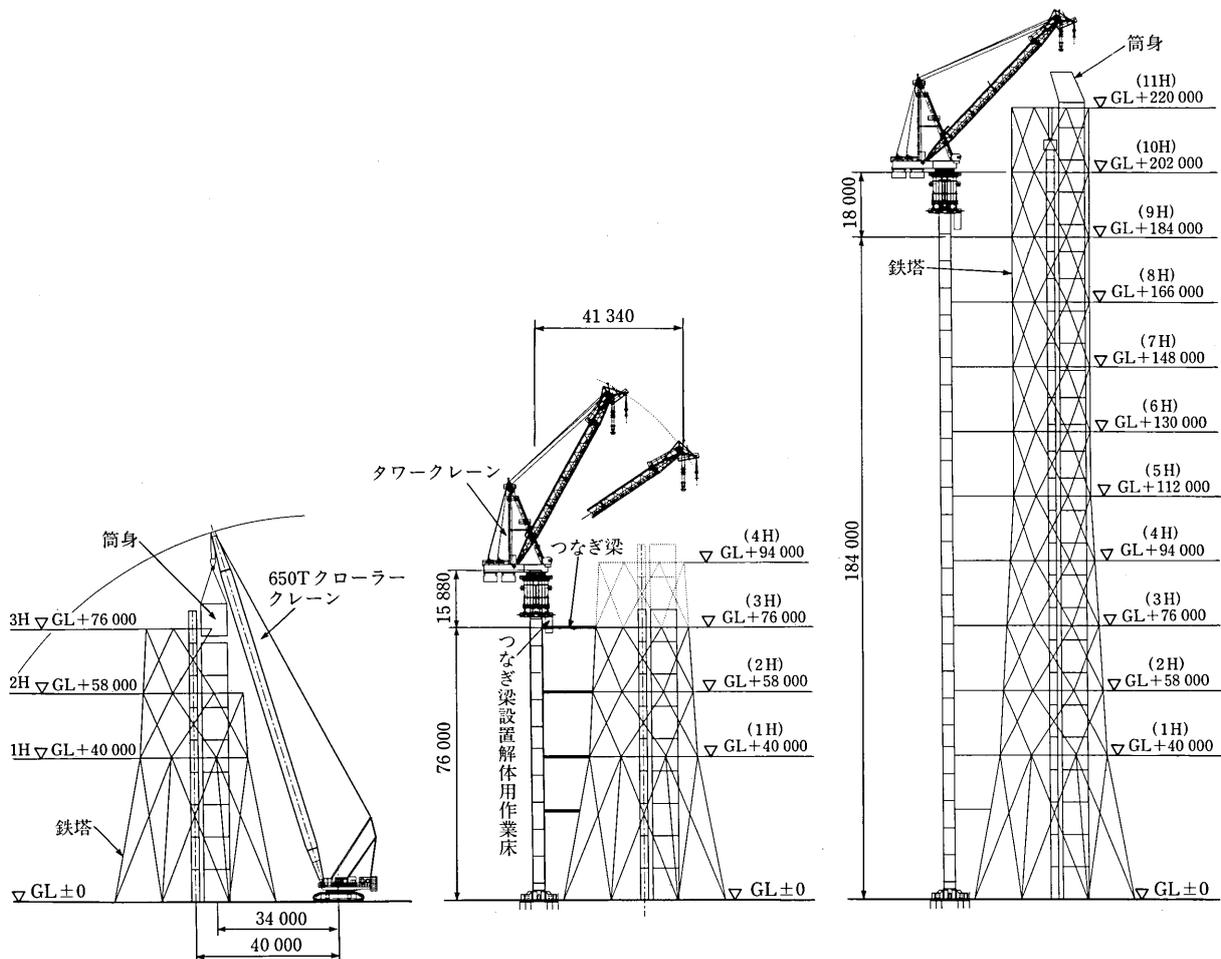


図 A4.2.1 下部架設  
(トラッククレーン工法)

図 A4.2.2 上部架設 (クライミングクレーン工法)

### A4.2.3 架設用つなぎ梁の設計

クライミングクレーンで吊り下げたときの風荷重（作業時，暴風時），地震荷重を架設用つなぎ梁で支持する（図 A4.2.3）。

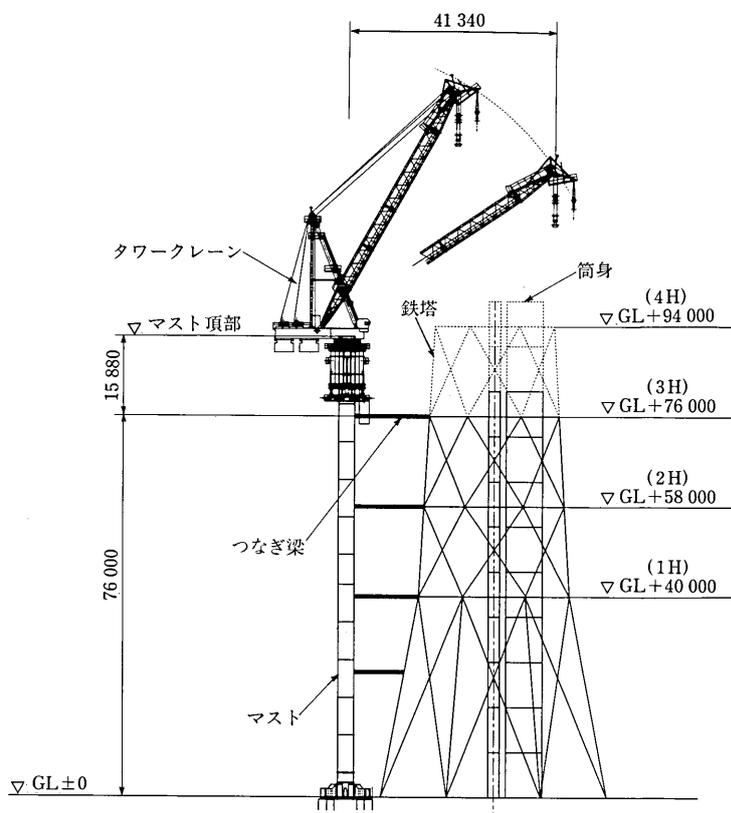


図 A4.2.3 架設用つなぎ梁

#### (1) 荷重条件

- 1) 自重：鉄塔，筒身，エレベーターシャフト，クライミングクレーンの重量。
- 2) 風荷重：暴風時 [55 m/s (クレーン構造規格) を想定]，作業時 [16 m/s (クレーン構造規格) を想定] とし抗力係数は，エレベーターシャフト，マストは 0.7 (円形)，鉄塔部は 6.0 (風洞実験による) を想定。
- 3) 地震荷重：水平震度  $K = 0.2$  (クレーン構造規格)
- 4) 吊り荷重 (架設時) :  $wl$  [(架設ステップごとの最大ブロック重量)  $\times$  40 m (最大作業半径)]
- 5) マスト頂部のクレーン外力  
クレーン自重，風圧力・地震力による水平力および吊り荷重 (巻上げ荷重) を考慮する。なお，暴風時は吊り荷重 (巻上げ荷重) は考慮しない。
- 6) 荷重入力方向 (図 A4.2.4)
- 7) 荷重ケース (表 A4.2.1)

#### (2) 断面力と断面計算

図 A4.2.5 に示す架設段階での断面力算定を「立体骨組モデル」で変形法に基づく電算プログラムを使用し，座標・使用部材断面特性・荷重条件を入力し，計算した架設用つなぎ梁の断面力と断面計算を表 A4.2.2 に示す。

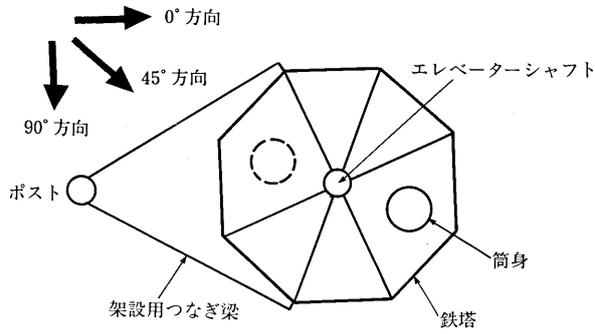


図 A4.2.4

表 A4.2.1

荷重 No.	荷重の種類	備考
1	自重	V = 16 (m/s)
2	作業時の風 X 方向	
3	作業時の風 45° 方向	
4	作業時の風 Y 方向	
5	暴風時 X 方向	V = 55 (m/s)
6	暴風時 45° 方向	
7	暴風時 Y 方向	
8	地震時 X 方向	K = 0.2
9	地震時 45° 方向	
10	地震時 Y 方向	

GL+91 880 (マスト頂部)

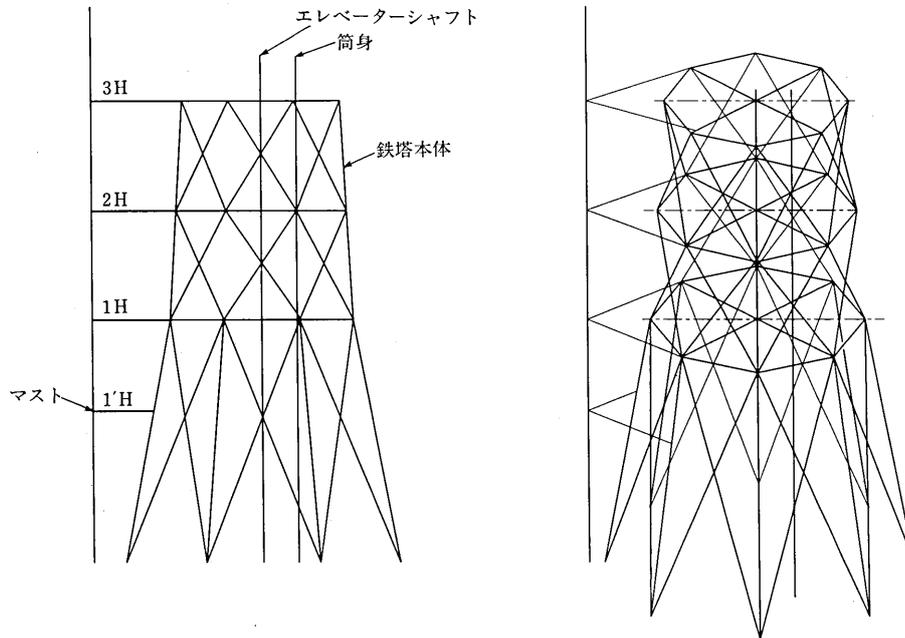


図 A4.2.5 骨組モデル

A4.2.4 鉄塔上荷ブロックの自立状態における継手部の検討

図 A4.2.6 に示す上荷ブロック単体での自立状態における継手部の検討をする。

1) 継手部にかかる荷重 (作業時)

① 自重による偏心モーメント

$$M_1 = W_1 \cdot e = 883 \text{ kN} \times 1 \text{ m} = 883 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 風荷重によるモーメント

風荷重を (1) 隔壁部, (2) 水平材, (3) 斜材エックス部の 3 点への集中荷重で考える。

表 A4.2.2 断面力および断面計算表

H	D (mm)	t (mm)	N (kN)	A (mm <sup>2</sup> )	Z (×10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup> )	i (mm)	XL (mm)	λ	σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	n	荷重 ケース
3H	914.4	12.0	-4371	34020	7574.1	319	24611	77.1	128.5	217.6	0.590	8
2H	914.4	12.0	1643	34020	7574.1	319	24422	76.5	48.2	220.0	0.220	8
1H	914.4	12.0	550	34020	7574.1	319	24690	77.4	16.2	216.7	0.075	9
1'H	914.4	12.0	33.3	34020	7574.1	319	11629	36.4	1.0	344.6	0.003	5

注記 1) 断面力

N : 軸力 (kN)

2) 断面計算

- ① 使用部材 : D = 鋼管 (mm), t = 板厚 (mm), 材質 : STK540
- ② 断面性能 : A = 断面積 (mm<sup>2</sup>), Z = 断面係数 (mm<sup>3</sup>), i = 回転半径 (mm)
- ③ XL = 座屈長 (mm)
- ④ λ = 細長比 = XL/i
- ⑤ f<sub>c</sub> : 許容座屈応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- ⑥ σ<sub>c</sub> : 圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>) σ<sub>c</sub> = N/A
- ⑦ 判定 : n = σ<sub>c</sub>/f<sub>c</sub> ≤ 1

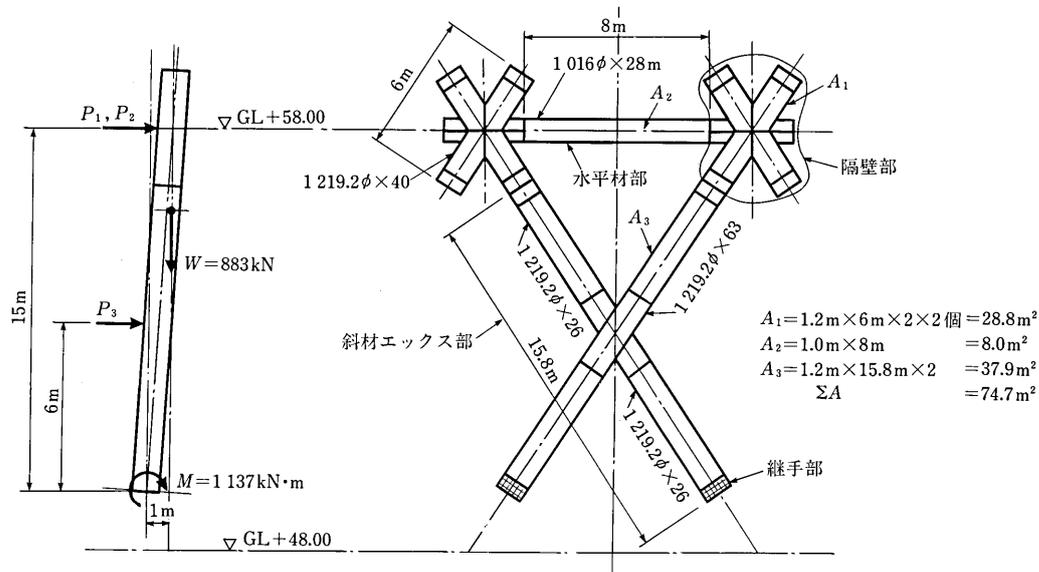


図 A4.2.6 上荷ブロック図

$$P_1 = q_1 \cdot C_1 \cdot A_1 = \frac{16^2}{30} \sqrt[4]{58} \times 2.0 \times 28.8 \times 9.806 \times 10^{-3} = 13.29 \text{ kN}$$

$$P_2 = q_2 \cdot C_2 \cdot A_2 = \frac{16^2}{30} \sqrt[4]{58} \times 0.7 \times 8.0 \times 9.806 \times 10^{-3} = 1.29 \text{ kN}$$

$$P_3 = q_3 \cdot C_3 \cdot A_3 = \frac{16^2}{30} \sqrt[4]{49} \times 0.7 \times 37.9 \times 9.806 \times 10^{-3} = 5.874 \text{ kN}$$

(注 : クレーン構造規格  $q = \frac{V^2}{30} \sqrt[4]{h}$  を適用  $v = 16 \text{ m/s}$  とする.)

風荷重によって継手部にかかるモーメントは,

$$M_2 = \sum P \cdot h = (13.29 \text{ kN} + 1.29 \text{ kN}) \times 15 \text{ m} + 5.874 \text{ kN} \times 6.0 \text{ m} = 254 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

よって, 継手部にかかるモーメントは,

$$M = M_1 + M_2 = 883 + 254 = 1137 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## 2) 必要ボルト本数

1 継手当たりのモーメントは、

$$M = 1137 \text{ kN} \cdot \text{m} / 2 = 568 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

これを最外のボルト位置に働く偶力に換算すると、

$$T = \frac{568.5 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1.44 \text{ m}} = 395 \text{ kN}$$

ボルトの長期許容せん断耐力 :  $147.1 \text{ N/mm}^2$

ボルト (M30) の有効断面積 :  $561 \text{ mm}^2$

ボルト 1 本当たりの許容せん断力は、 $147 \times 561 \times 10^{-3} = 82.5 \text{ kN/本}$

よって必要なボルト本数は

$$395 \text{ kN} / 82.5 = 4.8 \text{ 本}$$

継手部は 5 本/列であるから、外側の 2 列 (10 本) とする。

以上により、図 A4.2.8 のように 1 継手当たり外側の 2 列 (5 本  $\times$  2 列  $\times$  4 面 = 40 本) のボルトを仮締めしておけば、第 2 層の上荷ブロックは自立する。

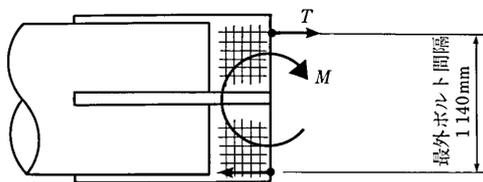


図 A4.2.7

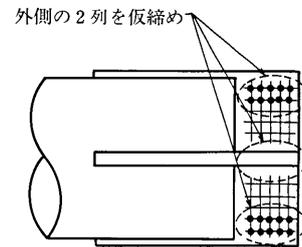


図 A4.2.8

### A4.3 水圧鉄管

水力発電所建設工事のなかで、水圧鉄管据付け工事の特徴は、斜坑（インクライン）設備で鋼管を移動据付けすることであり、その斜坑設備について検討を行う。

#### A4.3.1 工法概要

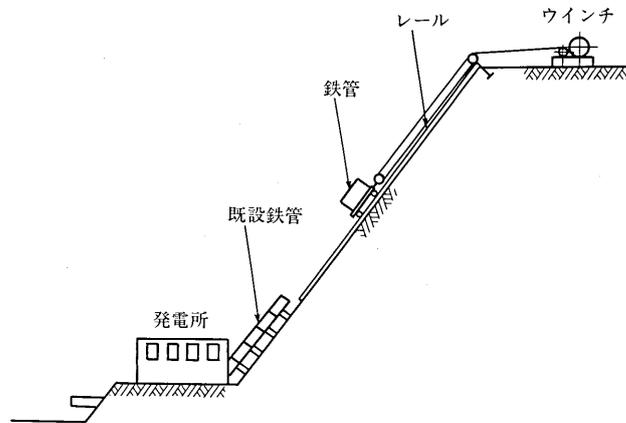


図 A4.3.1 工法概要

#### A4.3.2 インクラインの概要

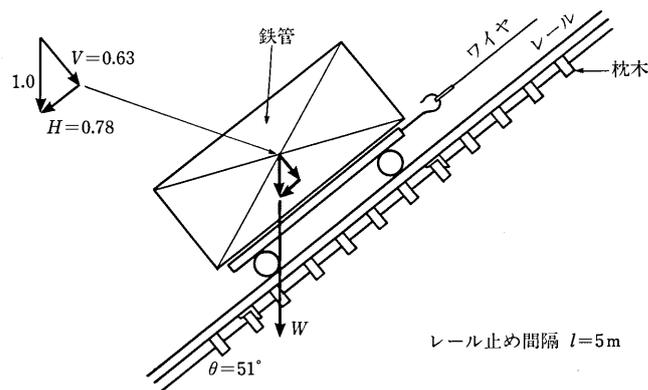


図 A4.3.2 インクライン

#### A4.3.3 荷 重

台 車	57.00 kN
積載重量	186.00 kN
合 計	$W = 243.00 \text{ kN}$
衝撃係数	$i = 0.2$
レール自重	$w_R = 1.00 \text{ kN/m}$
台車, レール間摩擦係数	$F = 0.2$

## A4.3.4 断面力

(1) 台車, レール間のスラスト:  $S_1$ 

$$S_1 = W \cos \theta \cdot F = 243.00 \times \cos 51^\circ \times 0.2 = 30.58 \text{ kN}$$

(2) レール自重のレール止めに対するスラスト:  $S_2$ 

$$S_2 = l \cdot w_R \cdot \sin \theta = 5 \times 1.00 \times \sin 51^\circ = 3.89 \text{ kN}$$

(3) レール止めに作用するスラストの計:  $S$ 

$$S = (1 + i)(S_1 + S_2) = (1 + 0.2)(30.58 + 3.89) = 41.36 \text{ kN}$$

(4) ワイヤに作用する荷重:  $T$ 

$$T = W \sin \theta (1 + i) = 243.00 \times \sin 51^\circ \times (1 + 0.2) = 243.00 \times 0.78 \times 1.2 = 227.45 \text{ kN}$$

## A4.3.5 ワイヤの計算

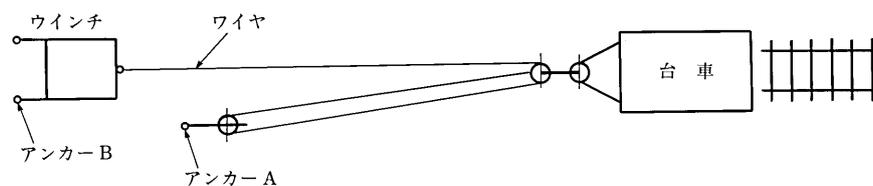


図 A4.3.3

ワイヤ 1 本に作用する力  $T_1 = \frac{T}{3} = \frac{227.45}{3} = 75.81 \text{ kN}$

使用ワイヤ JIS 6 号  $\phi 30$ 

ワイヤの破断張力 477.75 kN

安全率  $S_F = \frac{477.75}{75.81} = 6.3 > 6$

## A4.3.6 レール止めの計算

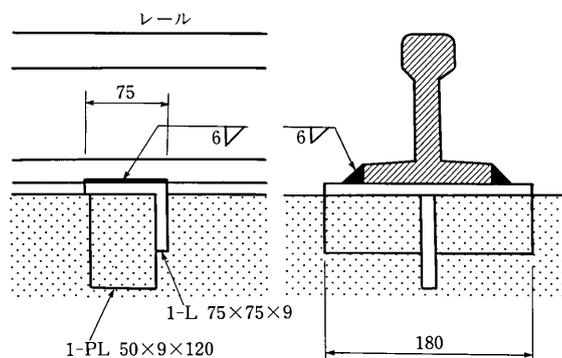


図 A4.3.4 レール止め

十分な施工管理をして溶接を行う。

レール止め 1 か所当たり現場溶接長  $L$ 

$$L = 2 \times 75 = 150 \text{ mm}$$

溶接脚長 6 mm

$$\text{のど厚 } 6 \text{ mm} \times 0.707 = 4.24 \text{ mm}$$

すみ肉溶接許容応力度  $\tau_a = 90 \text{ N/mm}^2$  (現場)

許容力  $S_a = 150 \times 4.24 \times 90 = 57.24 \text{ kN} > 41.36 \text{ kN}$

#### A4.3.7 アンカーブロックの計算

##### (1) アンカーブロックの形状

図 A4.3.5 参照

##### (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  $15.70 \text{ kN/m}^3$

$h_1, h_2$  : アンカーブロックの前面深さ  $h_1 = 0, h_2 = 2.5 \text{ m}$

$B$  : アンカーブロック幅  $2.5 \text{ m}$

$\phi$  : 土の内部摩擦角  $30^\circ$

$$R = \frac{15.70 \times 2.5^2 \times 2.5}{2} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{30^\circ}{2} \right) = 367.97 \text{ kN}$$

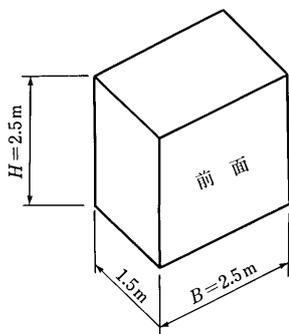


図 A4.3.5 アンカーブロック

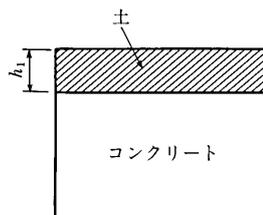


図 A4.3.6 前面深さ

##### (3) 滑動に対する安定

$$\text{安全率 } S_F = \frac{R}{2/3 \cdot T} = \frac{367.97}{227.45} = 1.61 > 1.5$$

ここに、 $R$  : 前面受働土圧

$T$  : ワイヤに作用する荷重