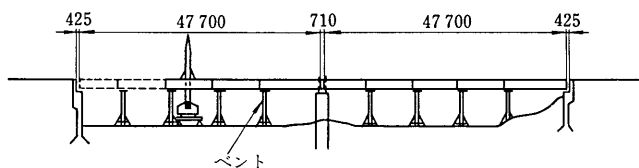


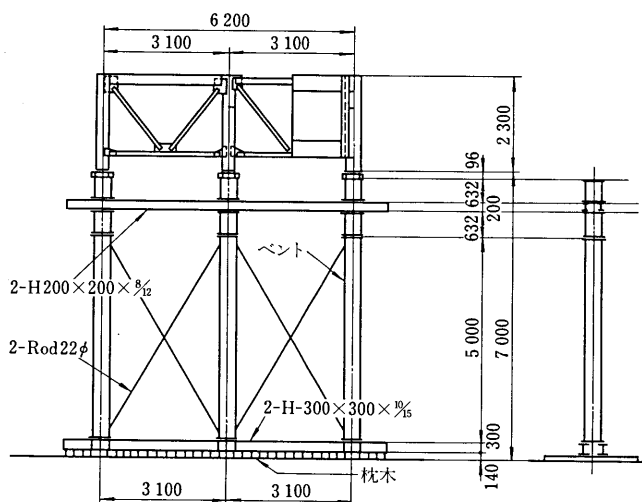
Ⅲ 仮設構造物等の設計例

1. ベント

1.1 小型ベント



図Ⅲ.1 架設要領図



図Ⅲ.2 小型ベント一般図

(1) 設計条件

荷重

- 1) 基本鉛直荷重： P 。

$$P_0 = 30 \text{ t}$$

トラッククレーンによる架設のため基本鉛直荷重としては、架設機器の荷重がないので桁自重のみ考慮する。

- 2) 風荷重： W

台風時期は架設完了となるため、風速 30 m/s として風荷重を算出する。

$$P = \frac{1}{2} \cdot p \cdot C_D \cdot v_D^2 = \frac{1}{2} \times 0.125 \times 2.2 \times 30^2 = 124 \text{ kg/m}^2$$

$$W = P \times H \times L = 124 \times 2.3 \times 10 = 2.852 \text{ t}$$

ここに、 H ：桁高 2.3 m

L ：ベント間隔 10 m

3) 地震荷重：EQ

架設開始から完了の期間が短いため地震荷重は考慮しないものとする。

4) 温度変化の影響：T

考慮せず

5) 照査水平荷重： H_o

$$H_o = P \times 0.05 = 30 \times 0.05 = 1.5 \text{ t}$$

6) 衝撃荷重： I

考慮せず

7) 摩擦力： F

考慮せず

8) 不均等荷重： U

ベントの不等沈下等を考慮して不均等荷重を求めるベント1本当りの不均等荷重 $U = 0.2 \times \frac{P_o}{3} = 2 \text{ t}$

9) その他： S

なし

(2) 設計計算

設計計算は基本鉛直荷重 (P_o) + 風荷重 (W) + 不均等荷重 (U) の荷重の組合せで行う。

1) ベントの検討

基本鉛直荷重による反力 R_1 (ベント1本当り)

$$R_1 = \frac{30 \text{ t}}{3} = 10 \text{ t}$$

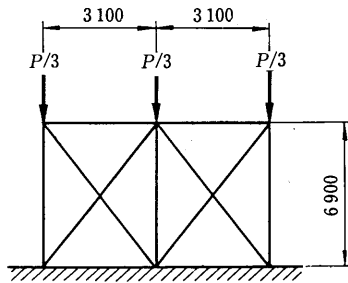


図 III.3

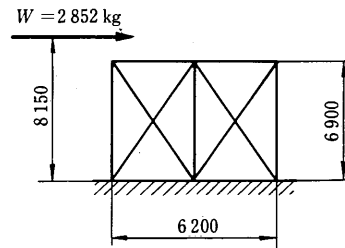


図 III.4

不均等荷重によるベント反力 (ベント1本当り)

$$R_2 = U = 2 \text{ t}$$

風荷重によるベント反力

$$R_3 = \frac{W \times 8.150}{6.2} = \frac{2.852 \times 8.150}{6.2} = 3.749 \text{ t}$$

ベント1本当りの最大反力

$$R = R_1 + R_2 + R_3 = 10 + 2 + 3.7 = 15.7 \text{ t}$$

ベントの応力

ベント構成材 4-L 90×90×10

断面積 $A = 4 \times 17.0 = 68.0 \text{ cm}^2$ 断面 2 次モーメント $I = 68 \times 19.92^2 = 26980 \text{ cm}^4$

細長比 (組合せ圧縮材として計算)

$$r_1 = \text{単一材としたときの回転半径} = \sqrt{I/A} = 19.9 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = l/r_1 = 563/19.9 = 28.3$$

ここに, l : ベント高さ 563 cm r_2 = タイプレート間隔における山型鋼最小断面 2 次半径 = 1.74 cm

$$\lambda_2 = l'/r_2 = 60/1.74 = 34.5$$

ここに, l' : タイプレート間隔, 60 cm

組合せ圧縮材としての細長比

$$\lambda = \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda_2^2} = \sqrt{28.3^2 + 34.5^2} = 44.6$$

許容応力度

$$\begin{aligned} \sigma_{ca} &= 1750 - 10.5 (e/r - 20) \\ &= 1750 - 10.5 (44.6 - 20) = 1492 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

応力度

$$\sigma_c = R/A = 15700/68 = 231 \text{ kg/cm}^2 < 1.1 \sigma_{ca} \text{ OK}$$

ここに, σ_{ca} の係数 1.1 は $P_0 + W + U$ の荷重組合せでの許容応力度の割増係数である。

2) 水平材の検討

使用材 2-H 200×200×8/12

断面積 $A = 2 \times 63.53 = 127.1 \text{ cm}^2$ 断面 2 次半径 $r_y = 5.02 \text{ cm}$, $r_x = 8.62 \text{ cm}$ 細長比 $l/r_y = 310/5.02 = 61.8$ ここに, l : ベント間隔 310 cm

許容応力度

$$\sigma_{ca} = 1750 - 10.5 (l/r - 20) = 1311 \text{ kg/cm}^2$$

作用軸力 $N = W = 2852 \text{ kg}$

応力度

$$\sigma_c = N/A = \frac{2852}{127.1} = 22 \text{ kg/cm}^2 < 1.1 \sigma_{ca} \text{ OK}$$

3) 筋違材の検討 (引張材とする)

使用材 2-Rod 22φ

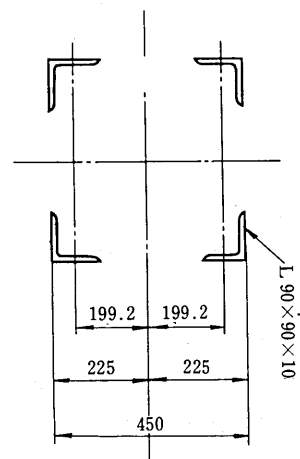
断面積 $A = 3.80 \times 2 = 7.6 \text{ cm}^2$ 許容応力度 $\sigma_{ta} = 1750 \text{ kg/cm}^2$ 

図 III. 5

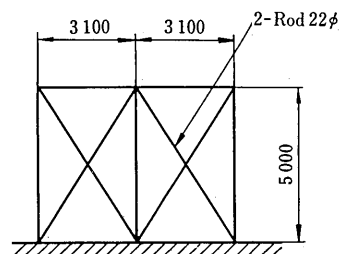


図 III. 6

作用力

$$T = N \times \frac{\sqrt{310^2 + 500^2}}{310} = 2852 \times 1.898 = 5413 \text{ kg}$$

応力度

$$\sigma_t = \frac{T}{A} = \frac{5413}{7.6} = 712 \text{ kg/cm}^2 < 1.1 \cdot \sigma_{ta} \quad \text{OK}$$

4) 基礎ばりの検討

架設段階での荷重状態を考慮し、最大反力が両支点に作用した単純ばりとし、両端の張出部は無視して検討する。

使用材料 2-H 300 × 300 × 15

断面係数 $Z = 2 \times 1360 = 2720 \text{ cm}^3$

曲げに対する検討

曲げモーメント

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{10.1 \times 3.1^2}{8} = 12.13 \text{ t} \cdot \text{m}$$

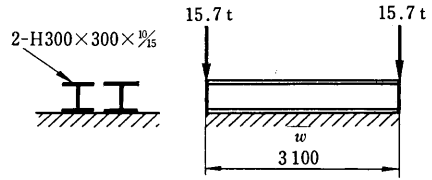


図 III. 7

地盤反力による等分布荷重 $w = \frac{15.7 \times 2}{3.1} = 10.1 \text{ t/m}$

許容応力度

$$l/b = 310/30 = 10.3$$

$$\sigma_{ca} = 1750 - 30(l/b - 4.5) = 1576 \text{ kg/cm}^2$$

応力度

$$\sigma_c = M/Z = \frac{1213000}{2720} = 446 \text{ kg/cm}^2 < 1.1 \sigma_{ca} \quad \text{OK}$$

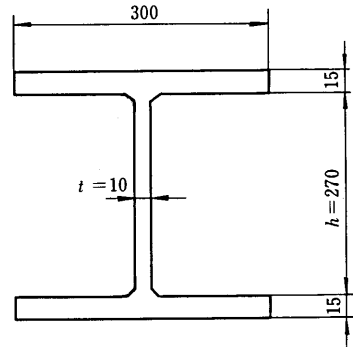


図 III. 8

せん断に対して

せん断力 $S = 15700 \text{ kg}$

許容応力度 $\tau_a = 1000 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau = \frac{15700}{2 \times t \times h} = \frac{15700}{2 \times 10 \times 27} = 291 \text{ kg/cm}^2 < 1.1 \tau_a \quad \text{OK}$$

5) 基礎の検討

許容地耐力 10 t/m^2 とする。

地盤反力(R)は斜線部のみ有効として算出する。

$$R = \frac{12 \times 3}{1.0 \times 6.5} = 5.5 \text{ t/m}^2 < 10 \text{ t/m}^2 \quad \text{OK}$$

水平力に対し

作用力 $H = W = 2.852 \text{ t} < H_a$

基礎と地盤との摩擦により支持するものとする。

許容摩擦力

$$H_a = \mu \cdot P = 0.2 \times 36 = 7.2 \text{ t}$$

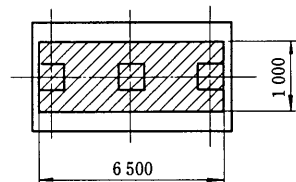
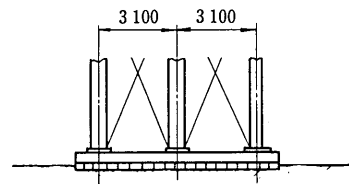


図 III. 9

ここに、 μ : 基礎と地盤との摩擦係数 (前掲設計指針の表 3.9-1

(2)から木と金属の場合 0.2)

P : 鉛直荷重 $12 \times 3 = 36t$

1.2 大型ペント

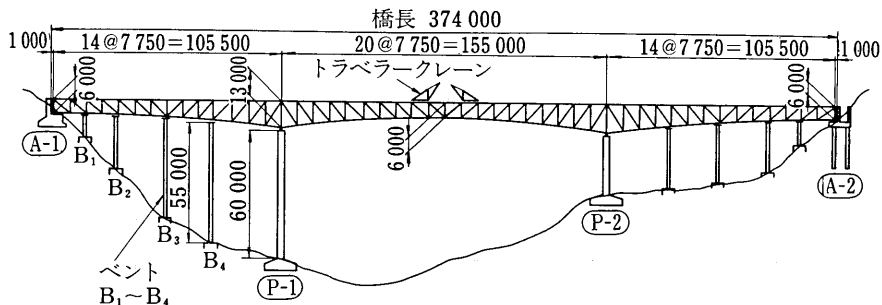


図 III・10 架設要領図

(1) 設計条件

荷重

1) 基本鉛直荷重 : P_0

主体構造物の反力 (280 t) + トラベラー・クレーン自重 (30 t) + ペント自重 (130 t) = 440 t

2) 風荷重 : W

台風時期を考慮して、風速 55 m/s として風荷重を算出する。

$$P = \frac{1}{2} \rho \cdot C_D \cdot v_D^2 = \frac{1}{2} \times 0.125 \times 2.6 \times 55^2 = 492 \text{ kg/m}^2$$

ここに、抗力係数 C_D (主体構造物, トラベラー・クレーン, ペント, すべて同一値とする) は、前掲設計指針の表 3.5.2 による。

$$C_D = 1.1 \sqrt{\frac{3}{2\phi}} = 1.1 \sqrt{\frac{3}{2 \times 0.27}} = 2.6$$

トラス本体の風荷重 : W_U, W_D, W_L

投影面積は変断面のため下図のように 2 区間 A, B に分けて計算を行う。なお、今回は B_4 ペントのみについて計算を行うので B 区間のみの平均投影面積を算出し、★印間 42.6 m 分の風荷重を B_4 ペントが支持するものとして、 B_4 ペントの風荷重を算出する。

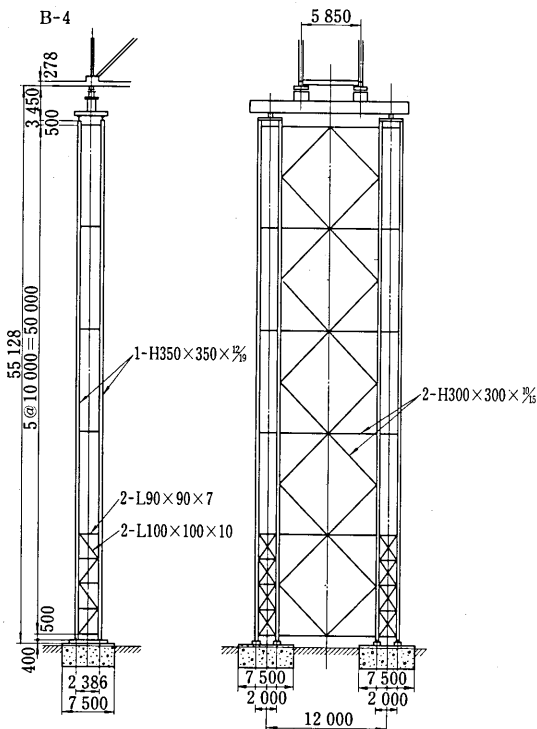


図 III・11 大型ペント一般図

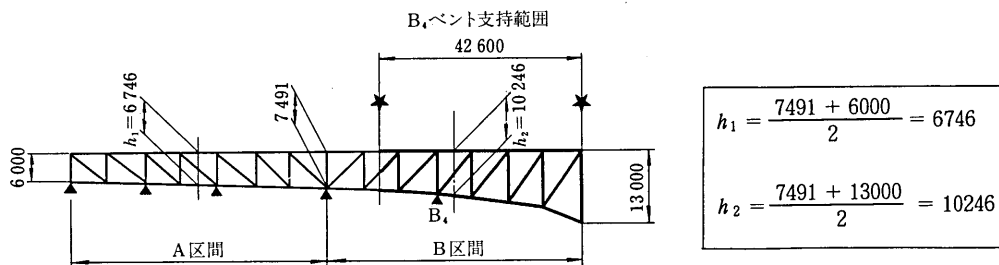


図 III. 12

投影面積（B区間のみ算出する）

部材諸元

表 III. 1

部 材 名	長 さ m	幅 m
縦 桁	7.75	0.75
上 弦 材	7.75	0.45
垂 直 材	10.25	0.42
斜 材	12.85	0.25
ガ セ ッ ト	1.20	0.6×2
下 弦 材	7.75	0.45

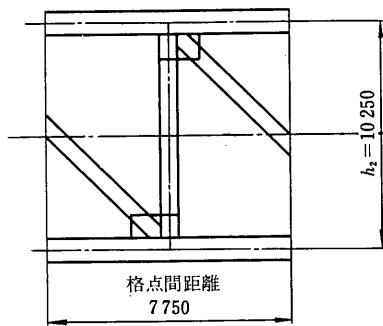


図 III. 13

1 格点当りの投影面積を次に求める.

- 縦 桁 $7.75 \times 0.75 = 5.81$
- 上 弦 材 $7.75 \times 0.45 = 3.49$
- 垂 直 材 $10.25 \times 0.42 = 4.31$
- 斜 材 $12.85 \times 0.25 = 3.21$
- ガセット $1.20 \times 0.6 \times 2 = 1.44$
- 下 弦 材 $7.75 \times 0.45 = 3.49$

合 計 21.75 m²

充実率

$$\phi = \frac{21.75}{7.75 \times 10.25} = 0.27$$

単位長さ当りの投影面積

風荷重の作用位置を次図のように分け、それぞれの単位長さ当りの投影面積を求める.

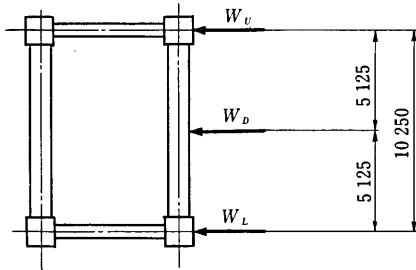


図 III. 14

W_U : 上弦材, 縦桁への風荷重
 W_D : 垂直材, 斜材, ガセットへの風荷重
 W_L : 下弦材への風荷重

上弦材, 縦桁 $(3.49 + 5.81) \div 7.75 = 1.20 \text{ m}^2/\text{m}$
 垂直材, 斜材, ガセット $(4.31 + 3.21 + 1.44) \div 7.75 = 1.16 \text{ m}^2/\text{m}$
 下弦材 $3.49 \div 7.75 = 0.45 \text{ m}^2/\text{m}$

B 4 ベントが支持するトラス本体の風荷重

$$W_U = 0.492 \times 42.6 \times 1.20 = 25.2 \text{ t}$$

$$W_D = 0.492 \times 42.6 \times 1.16 = 24.3 \text{ t}$$

$$W_L = 0.492 \times 42.6 \times 0.45 = 9.4 \text{ t}$$

トラベラークレーンに作用する風荷重: W_T

投影面積

部材諸元

表 III. 2

部材記号	長さ m	幅 m	充実率
A	10.0	0.4	0.5
B	10.0	0.45	0.5
C	14.1	0.4	0.5
D	17.0	0.4	0.5

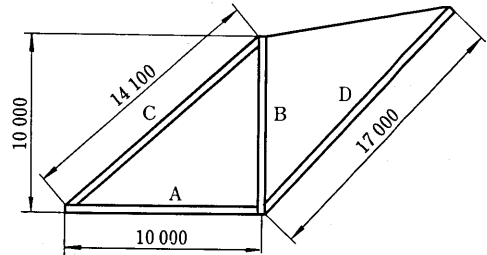


図 III. 15

投影面積を次に求める。

$$A_A = 10.0 \times 0.4 \times 0.5 = 2.00$$

$$A_B = 10.0 \times 0.45 \times 0.5 = 2.25$$

$$A_C = 14.1 \times 0.4 \times 0.5 = 2.82$$

$$A_D = 17.0 \times 0.4 \times 0.5 = 3.40$$

$$\text{合計} \quad 10.47 \text{ m}^2$$

したがって, トラベラークレーンの風荷重 (W_T) は,

$$W_T = 0.492 \times 10.47 = 5.2 \text{ t}$$

ベント自身の風荷重: W_B

投影面積

主 柱 (2-H 350 × 350 × 12/19)
 $0.35 \times 2 \times 51 = 35.70 \text{ m}^2$
 水平材 (2-L 90 × 90 × 7)

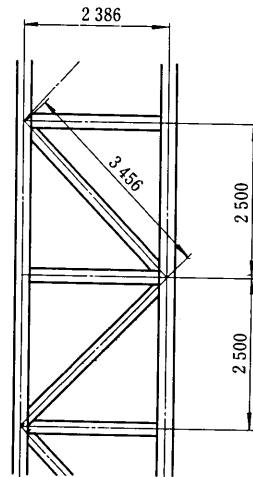


図 III. 16

$$0.09 \times 2 \times 2.386 \times 21 = 9.02 \text{ m}^2$$

斜材 (1-L 100 × 100 × 10)

$$0.10 \times 2 \times 3.456 \times 20 = 13.82 \text{ m}^2$$

$$\text{合 計} \quad 58.54 \text{ m}^2$$

風荷重

$$W_B = 0.492 \times 58.54 = 28.8 \text{ t}$$

3) 地震荷重: EQ

道路橋耐震設計指針・同解説より

設計水平震度

$$K_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 K_0 = 0.85 \times 0.9 \times 1.0 \times 0.2 = 0.15$$

ここに, ν_1 : 地域別補正係数

ν_2 : 地盤 " "

ν_3 : 重要度 " "

K_0 : 標準設計水平震度 (0.2)

本体構造物反力 (P_1) の地震荷重 EQ_1

$$EQ_1 = P_1 \times K_h = 280 \times 0.15 = 42.0 \text{ t}$$

トラベラークレーン (P_2) の地震荷重 EQ_2

$$EQ_2 = P_2 \times K_h = 30 \times 0.15 = 4.5 \text{ t}$$

ベント自重 (P_3) の地震荷重 EQ_3

$$EQ_3 = P_3 \times K_h = 130 \times 0.15 = 19.5 \text{ t}$$

4) 温度変化の影響: T

考慮せず

5) 照査水平荷重: H_0

本体構造物反力に対して

$$H_{0.1} = P_1 \times 0.05 = 280 \times 0.05 = 14.0 \text{ t}$$

トラベラークレーンの自重に対して

$$H_{0.2} = P_2 \times 0.05 = 30 \times 0.05 = 1.5 \text{ t}$$

ベント自重に対して

$$H_{0.3} = P_3 \times 0.05 = 130 \times 0.05 = 6.5 \text{ t}$$

6) 衝撃荷重: I

考慮せず.

7) 摩擦力: F

考慮せず

8) 不均等荷重: U

コンクリート基礎で十分耐力のある構造とするため不等沈下等は考慮する必要がなく, 不均等荷重は考慮しな

い.

9) その他: S

考慮せず.

(2) 設計計算

設計計算は基本鉛直荷重 (P_0) + 風荷重 (W) の組合せ荷重に対して行う。

1) ベントの検討

ベントの支点反力 (R_A, R_B) を求める。

$$R_A = \frac{P_0}{2} + \frac{W_T \times 69.25 + W_U \times 65.25 + W_D \times 60.125 + W_L \times 55.0 + W_B \times 25.0}{12.0}$$

$$= \frac{440}{2} + \frac{4702.44}{12} = 611.9 \text{ t}$$

$$R_B = P_0 - R_A = -171.9 \text{ t}$$

ベントの応力

ベント構成材は 4 - H 350 × 350 × 12 × 19 からなるものとする。

1 本の H 型鋼柱に対して, $x-x$, $y-y$ 軸に関する断面諸定数は次のようになる。

$$\begin{cases} A_{x \cdot y} = 173.9 \text{ cm}^2 \\ I_x = 40\,300 \text{ cm}^4 \\ I_y = 13\,600 \text{ cm}^4 \\ i_x = 15.2 \text{ cm} \\ i_y = 8.84 \text{ cm} \end{cases}$$

また, 4 本の H 型鋼柱で構成される柱全体の, $X-X$, $Y-Y$ 軸に関する断面諸定数は次のようになる。

$$A_{x \cdot y} = 173.9 \times 4 = 659.6 \text{ cm}^2$$

$$I_X = 4 \left\{ I_x + A_{x \cdot y} \cdot \left(\frac{h}{2} \right)^2 \right\}$$

$$= 4 \times \left\{ 40\,300 + 173.9 \times \left(\frac{238.6}{2} \right)^2 \right\} = 10\,061\,320 \text{ cm}^4$$

$$I_Y = 4 \left\{ I_y + A_{x \cdot y} \cdot \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right\}$$

$$= 4 \times \left\{ 13\,600 + 173.9 \times \left(\frac{200}{2} \right)^2 \right\} = 7\,010\,400 \text{ cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_X}{A}} = \sqrt{\frac{10\,061\,320}{659.6}} = 123.51 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_Y}{A}} = \sqrt{\frac{7\,010\,400}{659.6}} = 103.09 \text{ cm}$$

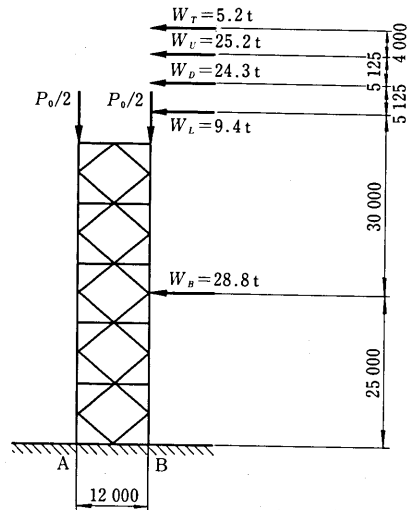


図 III. 17

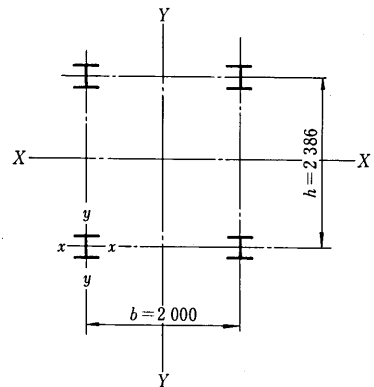


図 III. 18

細長比

橋軸方向

$$\lambda_1 = l_1 / i_y = 250 / 8.84 = 28.3$$

$$\lambda_2 = l_2 / i_y = 5000 / 103.09 = 48.5$$

$$\lambda = \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda_2^2} = \sqrt{28.3^2 + 48.5^2} = 56.2$$

橋軸直角方向

$$\lambda'_1 = l_1 / i_y = 28.3$$

$$\lambda'_2 = l_2 / i_x = 5000 / 123.51 = 40.5$$

$$\lambda' = \sqrt{28.3^2 + 40.5^2} = 49.4$$

したがって、 $\lambda > \lambda'$ であり、この細長比の大きい、すなわち橋軸方向の座屈によって強度が決まる。

許容応力度

$$\begin{aligned} \sigma_{ca} &= 1750 - 10.5 (l/r - 20) \\ &= 1750 - 10.5 (56.2 - 20) = 1370 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

応力度

$$\sigma_c = \frac{R_A}{A} = \frac{611900}{659.6} = 928 \text{ kg/cm}^2 < 1.1 \sigma_{ca} \quad \text{OK}$$

ここに、 σ_{ca} の係数 1.1 は $P_o + W$ の組合せ荷重での許容応力度の割増係数である。

2) 水平材の検討

使用材 2-H 300 × 300 × 10 / 15

断面積 $A = 2 \times 119.8 = 239.6 \text{ cm}^2$

断面 2 次モーメント $I_y = 6750 \text{ cm}^4$

断面 2 次半径 $r_y = 7.51 \text{ cm}$

作用力

$$\begin{aligned} H &= W_T + W_U + W_D + W_L + W_B \\ &= 5.2 + 25.2 + 24.3 + 9.4 + 28.8 = 92.9 \text{ t} \end{aligned}$$

ここに、 W_T : トラベラー・クレーンの風荷重

W_U : 上弦材、縦桁、の風荷重

W_D : 垂直材、斜材、ガセットの風荷重

W_L : 下弦材の風荷重

W_B : ベントの風荷重

$$\text{細長比 } l/r = \frac{500}{7.51} = 66.6$$

$$\text{許容応力度 } \sigma_{ca} = 1750 - 10.5 (l/r - 20) = 1261 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{応力度 } \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{92900}{239.6} = 388 \text{ kg/cm}^2 < 1.1 \sigma_{ca} \quad \text{OK}$$

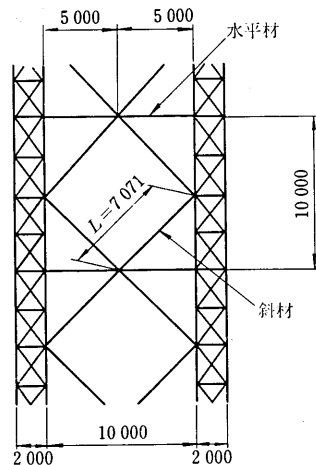


図 III・19

3) 斜材の検討

使用材（水平材と同様） 2 - H 300 × 300 × 10/15

圧縮力，引張力に抵抗する構造とする。

$$\text{作用力 } N = \frac{W}{2} \times \frac{L}{B} = \frac{92.9}{2} \times \frac{7.071}{5.000} = 65.7 \text{ t}$$

$$\text{細長比 } l/r = \frac{707.1}{7.51} = 94.2$$

許容応力度 $\sigma_{ca} = 1750 - 10.5 (l/r - 20) = 971 \text{ kg/cm}^2$

応力度

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{65.700}{239.6} = 274 \text{ kg/cm}^2 < 1.1 \sigma_{ca} \quad \text{OK}$$

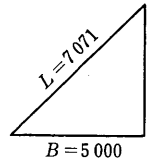


図 III・20

4) 基礎の検討

水平力に対する検討

基礎前面の受動土圧により抵抗するものとする。

$$\begin{aligned} P_H &= \frac{w_s}{2} \times h^2 \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \times l \\ &= \frac{1.6}{2} \times 3.5^2 \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{30^\circ}{2} \right) \times 7.5 \\ &= 220.5 \text{ t} > \frac{H}{2} = 46.45 \text{ t} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ここに， P_H ：基礎1基当りの受動土圧

w_s ：前面土の単位体積重量 1.6 t/m^3

ρ ：前面土の内部摩擦角 30°

h ：基礎の深さ 3.5 m

l ：基礎の幅 7.5 m

鉛直力に対する検討

地耐力は 30 t/m^2 とする。

ベント反力

$$R_A = 611.9 \text{ t}$$

$$R_B = -171.9 \text{ t}$$

基礎コンクリート重量： W_c （1基当り）

$$W_c = 7.5 \times 7.5 \times 3.5 \times 2.35 = 463.0 \text{ t}$$

地盤反力

$$\sigma_1 = \frac{R_A + W_c}{A} = \frac{611.9 + 463.0}{7.5 \times 7.5} = 19.1 \text{ t/m}^2 < 30 \text{ t/m}^2 \quad \text{OK}$$

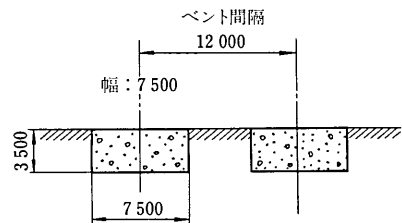


図 III・21

ベント反力（ R_B ）のアップリフトについては基礎コンクリート重量で抵抗するものとする。

$$-R_B < W_c \quad \text{OK}$$

なお，アンカーボルトは，このアップリフトを十分に取れる構造とすること。

2. 鉄 塔

2.1 形状寸法

ケーブルエレクション用ケーブル

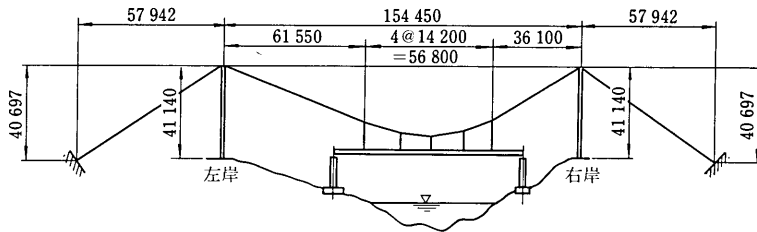


図 III・22

2.2 荷重 (片側当り)

主 索	60φ × 2本	28 kg/m
サイドキャリアーケーブル	54φ × 1本	12.4
横 行 ケ ー ブ ル	18φ × 3本	3.24
巻 上 ケ ー ブ ル	18φ × 1本	1.08
センターキャリアーケーブル	50φ × 1本 × 1/2	5.35
横 行 ケ ー ブ ル	16φ × 1本 × 1/2	0.43
巻 上 ケ ー ブ ル	16φ × 1本 × 1/2	0.43

合 計 50.93 kg/m

運搬部材重量	サイド	8 000 kg
	センター	1 610 kg
橋体重量		287 000 kg
サイドキャリアーブロック		2 000 kg
センターキャリアーブロック		700 kg
風荷重	作業時	16 m/s
	暴風時	55 m/s

2.3 タワーに作用する基本鉛直荷重：P₀

途中計算省略，片柱に作用する荷重

主 索 からの 軸 力	R ₁ = 165.705 kg
サイドキャリアー軸力	R ₂ = 34.866 kg
センターキャリアー軸力	R ₃ = 10.117 kg
タ ワ ー 自 重	R ₄ = 41.140 kg

$$\Sigma R = P_0 = 251.828 \text{ kg}$$

2.4 照査水平荷重: H_0

$$H_0 = 2 \times 0.05 P_0 = 2 \times 0.05 \times 251.828 = \pm 25.183 \text{ kg (乗係数 } 0.05 \text{ と仮定)}$$

$$\text{反力 } R_{H0} = \frac{25.183 \times 41.140}{2 \times 10} = 51.801 \text{ kg}$$

2.5 風荷重: W

$$\text{風速: } v_D \quad \text{作業時 } 16 \text{ m/s}$$

$$\text{暴風時 } 55 \text{ m/s}$$

$$\text{風荷重: } W = \frac{1}{2} \rho \cdot C_D \cdot v_D^2$$

ここに, ρ : 空気密度 $0.125 \text{ kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$

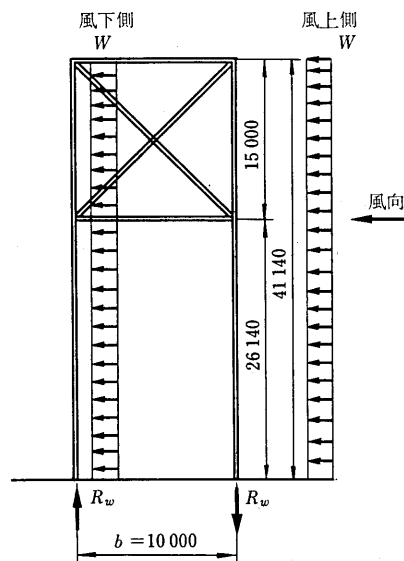
C_D : 抗力係数 2.7

$$\text{作業時風荷重 } W_{16} = \frac{1}{2} \times 0.125 \times 2.7 \times 16^2 = 43.2 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{暴風時風荷重 } W_{55} = \frac{1}{2} \times 0.125 \times 2.7 \times 55^2 = 510 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{作業時反力 } R_{W16} = \frac{43.2 \times 41.14 \times 1.3 \times \frac{41.14}{2} \times 2}{10} = 9505 \text{ kg}$$

$$\text{暴風時反力 } R_{W55} = \frac{510 \times 41.14 \times 1.3 \times \frac{41.14}{2} \times 2}{10} = 112212 \text{ kg}$$



塔柱断面

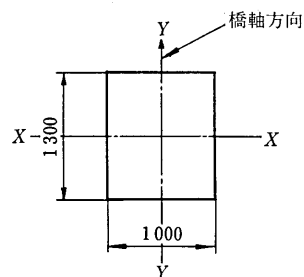


図 III・23

2.6 地震荷重: EQ

震度 $K = 0.1$ と仮定

$$P_{EQ} = W_g K$$

ここに, W_g : 死荷重

K : 震度

P_{1EQ} : タワー自重による地震力

P_{2EQ} : ケーブル反力による地震力

$$P_{1EQ} = 41.14 \times 2 \times 0.1 = 8228 \text{ kg}$$

$$P_{2EQ} = (165.705 + 34.866 + 10.117) \times 2 \times 0.1 = 44162 \text{ kg}$$

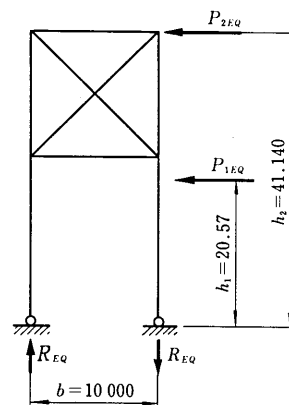


図 III・24

$$R_{EQ} = \frac{P_{1EQ} h_1 + P_{2EQ} h_2}{b}$$

$$= \frac{8\,228 \times 20.57 \times 44.162 \times 41.14}{10} = 198\,507 \text{ kg}$$

2.7 タワー断面性能

材質 SS41 4-L 200 × 200 × 20

断面積 $A_g = 304 \text{ cm}^2$

X 軸に関する断面 2 次モーメント $I_X = 1\,081\,000 \text{ cm}^4$

Y 軸に関する断面 2 次モーメント $I_Y = 608\,685 \text{ cm}^4$

回転半径 $r_X = 60 \text{ cm}$, $r_Y = 45 \text{ cm}$

細長比 $l/r_X = \frac{4\,114}{60} = 69$, $l/r_Y = \frac{2\,614}{45} = 58$

許容軸方向圧縮応力度

$$\sigma_{ca} = 1\,750 - 10.5 (l/r_x - 20)$$

$$= 1\,750 - 10.5 (69 - 20) = 1\,235 \text{ kg/cm}^2$$

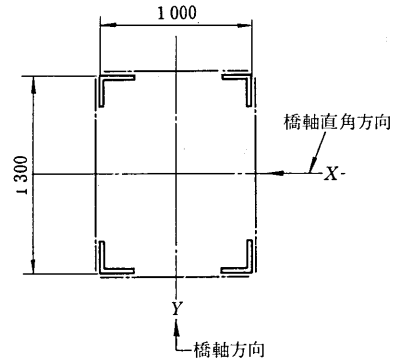


図 III. 25

2.8 応力度の照査

1) 基本鉛直荷重応力度

$$\sigma_{PO} = \frac{P_O}{A_g} = \pm \frac{251\,828}{304} = \pm 828 \text{ kg/cm}^2$$

2) 照査水平荷重応力度

$$\sigma_{HO} = \pm \frac{R_{HO}}{A_g} = \pm \frac{51.801}{304} = \pm 170 \text{ kg/cm}^2$$

3) 風荷重応力度

$$\text{作業時 } \sigma_{W16} = \pm \frac{R_{W16}}{A_g} = \pm \frac{9\,505}{304} = \pm 31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{暴風時 } \sigma_{W55} = \pm \frac{112\,212}{304} = \pm 369 \text{ kg/cm}^2$$

4) 地震荷重応力度

$$\sigma_{EQ} = \pm \frac{R_{EQ}}{A_g} = \pm \frac{198\,607}{304} = \pm 653 \text{ kg/cm}^2$$

応力度組合わせ

- 1) $\sigma_{PO} + \sigma_{HO} = -828 - 170 = -998 \text{ kg/cm}^2 < -1\,235 \text{ kg/cm}^2$
- 2) $\sigma_{PO} + \sigma_{W16} = -828 - 31 = -859 \text{ kg/cm}^2 < -1\,235 \times 1.1 = -1\,359 \text{ kg/cm}^2$
- 3) $\sigma_{PO} + \sigma_{EQ} = -828 - 653 = -1\,481 \text{ kg/cm}^2 < -1\,235 \times 1.3 = -1\,606 \text{ kg/cm}^2$
- 4) $\sigma_{PO} + \sigma_{W55} = -828 - 369 = -1\,198 \text{ kg/cm}^2$ (暴風時)

2.9 面外荷重による照査

1) 地震荷重による応力度

震度 $K = 0.1$

片柱重量 $R_4 = 41\,140 \text{ kg}$

1 m 当り重量 $W_g = 1\,000 \text{ kg/m}$

1 m 当り地震荷重 $W_{EQ} = 1\,000 \times 0.1 = 100 \text{ kg/m}$

タワーの上下をピン支持と仮定したときの地震荷重による最大曲げモーメント M_{\max} は、

$$M_{\max} = \frac{W_{EQ} \cdot h^2}{8} = \frac{100 \times 41.140^2}{8} = 21.156 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{応力度 } \sigma_{EQ} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{2\,115\,600 \times 65}{1\,081\,000} = 127 \text{ kg/cm}^2$$

$< 653 \text{ kg/cm}^2$ (前項 2.8 参照)

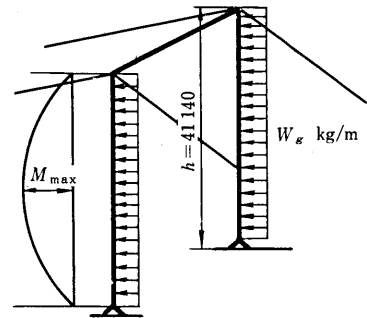


図 III. 26

2) 風荷重による応力度

1) と同じ載荷状態とする。

1 m 当り風荷重 $W_w = 43.2 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 43.2 \text{ kg/m}$

(前項 2.5 参照)

$$M_{\max} = \frac{W_w \cdot h^2}{8} = \frac{43.2 \times 41.140^2}{8} = 9\,139 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{応力度 } \sigma_w = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{9\,139\,000 \times 65}{1\,081\,000} = 55 \text{ kg/cm}^2$$

応力度組合わせ

$$\sigma_{PO} + \sigma_w = -828 - 55 = -883 \text{ kg/cm}^2 < -1\,235 \times 1.1 = -1\,359 \text{ kg/cm}^2$$

3. アンカーブロック

3.1 アンカーブロックに作用する荷重

張力 $\Sigma T = 417.5 \text{ t}$

鉛直力 $\Sigma V = 285.6 \text{ t}$

水平力 $\Sigma H = 304.6 \text{ t}$

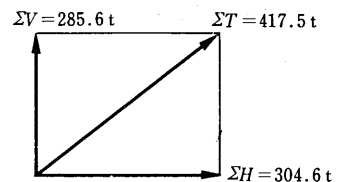


図 III. 27

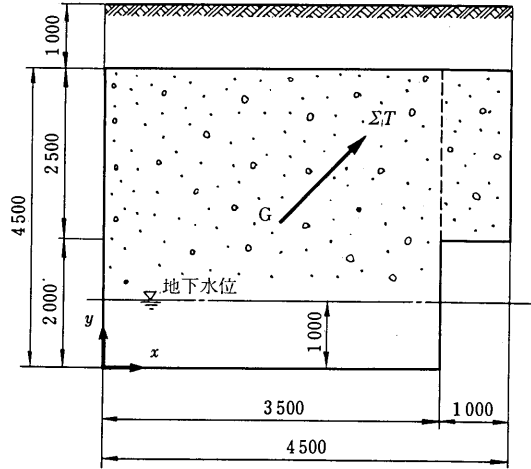
3.2 アンカブロックの重量および重心

表 III. 3

V (m ³)	w (t/m ³)	W (t)	x (m)	W · x (t · m)	y (m)	W · y (t · m)
36.0	1.6	57.6	2.25	129.6	5.00	288.0
20.0	2.35	47.0	4.00	188.0	3.25	152.8
126.0	2.35	296.1	1.75	518.2	2.25	666.2
(28.0)	(1.0)	(-28.0)	(1.75)	(-49.0)	0.5	(-14.0)
合計		372.7		786.8		1093.0

() 内は浮力によるものを示す。

断面	V(m ³)	
1.0×4.5×8.0	36.0	(土 砂)
2.5×1.0×8.0	20.0	(コンクリート)
4.5×3.5×8.0	126.0	(コンクリート)
1.0×3.5×8.0	28.0	(浮 力)
(土の単位重量 $w = 1.6 \text{ t/m}^3$) (土の内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$)		



(アンカーブロック副は 8 m)

図 III. 28

$$\text{重心位置 } x_G = \frac{\Sigma W \cdot x}{\Sigma W} = \frac{786.8}{372.7} = 2.11 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\Sigma W \cdot y}{\Sigma W} = \frac{1093.0}{372.7} = 2.93 \text{ m}$$

3.3 安定の検討

(1) 浮上りに対する検討

地下水位はアンカーブロック底面より上にあるので浮力を考慮する。ただし、雨水等の流入は防止するものとする。

$$\text{安全率 } S \cdot F = \frac{\Sigma W}{\Sigma V} = \frac{372.7}{285.6} = 1.30 > 1.2$$

(2) 滑動に対する安定

アンカー前面の受働土圧 F_P は

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

ここに、 w : 土の単位重量 (t/m³)

h_1, h_2 : アンカーブロック前面の深さ (m)

B : アンカーブロックの幅 (m)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

$w = 1.6 \text{ t/m}^3, h_1 = 1.0 \text{ m}, h_2 = 5.5 \text{ m}, B = 8 \text{ m}, \phi = 30^\circ$ より

$$F_P = \frac{1.6 \times (5.5^2 - 1.0^2) \times 8}{2} \times \tan^2 60^\circ = 561.6 \text{ t}$$

アンカーブロックの底面摩擦力は

$$F = \mu (\Sigma W - \Sigma V)$$

ここに、 μ : アンカーブロックと土の摩擦係数 $\mu = 0.4$ より

$$F = 0.4 \times (372.7 - 285.6) = 34.8 \text{ t}$$

したがって、滑動に対する抵抗力としては前面受働土圧を考慮する。

$$\text{安全率 } S \cdot F = \frac{F_P}{\Sigma H} = \frac{561.6}{304.6} = 1.84 > 1.5$$

3.4 アンカーフレームの検討

(1) ピンの検討

張力 T の分力 S_1, S_2 は

$$S_1 = 170.3 \text{ t}$$

$$S_2 = 247.2 \text{ t}$$

ピンに $\phi 150$ (SS 50)を使用する。

$$\begin{aligned} \text{断面積 } A &= \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.14 \times 15^2}{4} \\ &= 176.7 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{断面係数 } Z &= \frac{\pi \cdot D^3}{32} = \frac{3.14 \times 15^3}{32} \\ &= 331.3 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

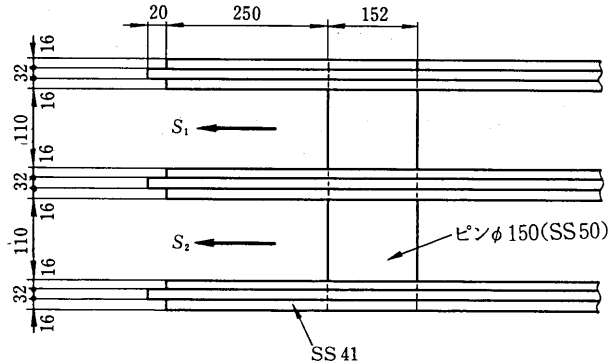


図 III・29

ピンに作用する曲げ応力度

$$M = \frac{P \ell}{4} = \frac{247.2 \times 0.11}{4} = 6.80 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{680000}{331.3} = 2053 \text{ kg/cm}^2 < 2875 \text{ kg/cm}^2$$

ピンに作用するせん断応力

$$S_P = \frac{S_2}{2} = \frac{247.2}{2} = 123.6 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{123600}{176.7} = 699 \text{ kg/cm}^2 < 1250 \text{ kg/cm}^2$$

(2) フレームの計算

1) フレームに必要な純断面積： A_g

中央フレームに作用するせん断力 S_C は

$$S_C = \frac{1}{2} (S_1 + S_2) = \frac{1}{2} (170.3 + 247.2) = 208.8 \text{ t}$$

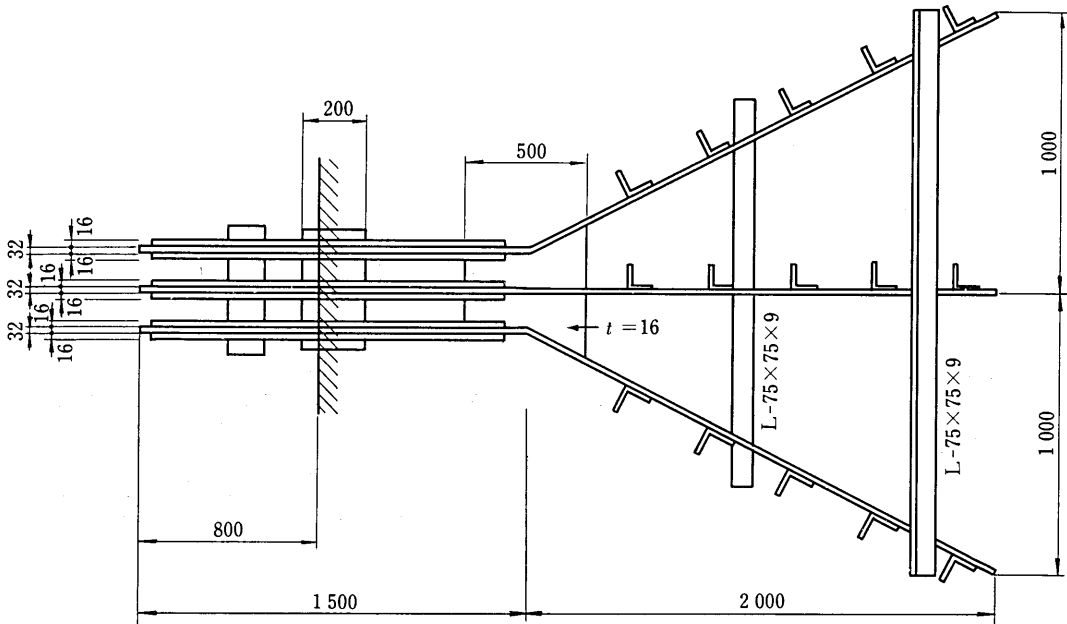
$$A_g = \frac{S_C}{\sigma_a} = \frac{208800}{1750} = 119.3 \text{ cm}^2$$

a-a 断面

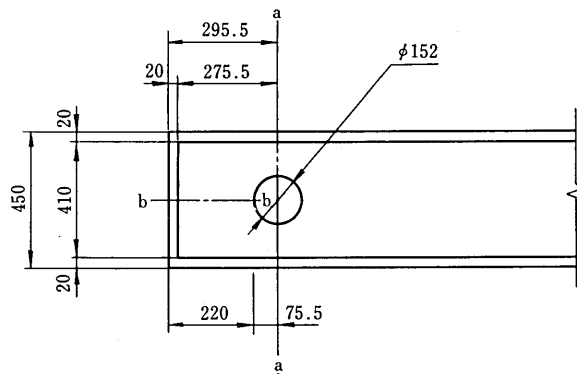
$$A = 3.2 \times (45 - 15.2) + 1.6 \times (41 - 15.2) \times 2 = 95.4 + 82.6 = 178.0 \text{ cm}^2 > A_g \times 1.4 = 167.0 \text{ cm}^2$$

b-b 断面

$$A = 3.2 \times 22 + 1.6 \times (22.0 - 2.0) \times 2 = 70.4 + 64.0 = 134.4 \text{ cm}^2 > A_g \times 1.0 = 119.3 \text{ cm}^2$$



図Ⅲ・30 アンカーフレーム構造



図Ⅲ・31

2) 支圧の検討

$$r_1 = \frac{15.2}{2} = 7.60 \text{ cm}$$

$$r_2 = \frac{15.0}{2} = 7.50 \text{ cm}$$

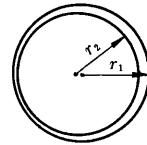


図 III. 32

$$K = \frac{r_1}{r_2} = \frac{7.60}{7.50} = 1.01 < 1.02$$

よって面接触としての許容荷重で計算する.

$$P'_a = 2 r_2 \sigma'_{ba} = 2 \times 7.5 \times 2625 = 39375 \text{ kg/cm} \quad (\sigma'_{ba} = 2625 \text{ kg/cm}^2)$$

許容耐力

$$S_a = 39375 \times (3.2 + 1.6 \times 2) = 252000 \text{ kg}$$

作用荷重

$$S_c = 208.8 \text{ t} < 252.0 \text{ t}$$

3) 作業角度の検討

アンカーフレーム埋設角度に対し, 許容作業角度を 5° 以内とする. アンカーフレームに生じる鉛直力 S_v は

$$S_v = S_c \cdot \tan 5^\circ = 208.8 \times 0.087 = 18.2 \text{ t}$$

鉛直力による a - a 点のモーメント M は,

$$M = 18.2 \times 0.5 = 9.1 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$I = \frac{3.2 \times 45^3}{12} + \frac{1.6 \times 41^3}{12} \times 2 = 42679 \text{ cm}^4$$

$$Z = \frac{42679}{22.5} = 1897 \text{ cm}^3$$

曲げによる応力 σ_1

$$\sigma_1 = \frac{M}{Z} = \frac{910000}{1897} = 480 \text{ kg/cm}^2$$

a - a 断面の断面積 A は

$$\begin{aligned} A &= 3.2 \times 45 + 2 \times 1.6 \times 41 \\ &= 275.2 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

引張による応力 σ_2

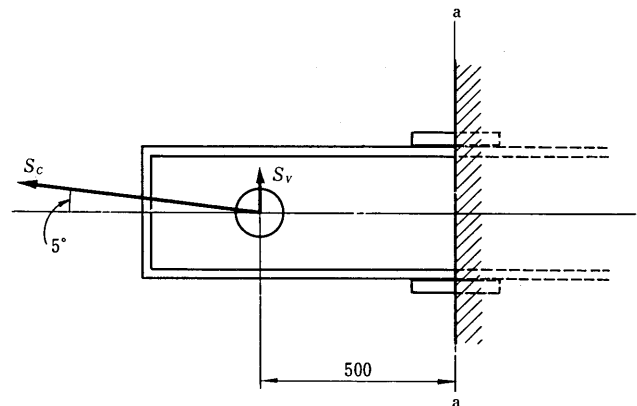
$$\sigma_2 = \frac{S_c}{A} = \frac{208800}{275.2} = 759 \text{ kg/cm}^2$$

合成応力度 σ

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma_2 \pm \sigma_1 = 759 \pm 480 \\ &= 279, 1239 \text{ kg/cm}^2 < 1750 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

4) コンクリートの引き抜きの検討

中央フレーム



$$\text{支圧面積 } A_c = 13.0 \times 41.0 \times 5 = 2665 \text{ cm}^2$$

図 III. 33

コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_c = \frac{S_c}{A_c} = \frac{208\,800}{2\,665} = 78.3 \text{ kg/cm}^2 < 80 \text{ kg/cm}^2$$

外側フレーム

$$\text{支圧面積 } A_c = 13.0 \times 41.0 \times 5 \times \frac{200}{\sqrt{200^2 + 100^2}} = 2\,384 \text{ cm}^2$$

コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_c = \frac{S_s}{A_c} = \frac{\frac{1}{2} \times 247\,200}{2\,384} = 51.8 \text{ kg/cm}^2 < 80 \text{ kg/cm}^2$$

4. 吊金具

4.1 設計荷重

架設設計指針（7.8）より本体自重のほか50%の不均等荷重を考える。

吊金具1個が受け持つ荷重

$$P_v = 6.300 \times 1.5 \times \frac{1}{2} = 4.725 \text{ t}$$

$$P_H = 4.725 \times \cot 60^\circ = 2.728 \text{ t}$$

$$P = 4.725 \times \cos 60^\circ = 5.456 \text{ t}$$

4.2 吊金具の形状寸法

設計指針（7.8）により形状寸法の検討を行う。

吊金具の板厚

$$t_A = \frac{2P(d-d_1)}{K_2 d d_1} = \frac{2 \times 5\,456 \times (4.0 - 3.6)}{196 \times 4.0 \times 3.6} = 1.54$$

$$t_B = \frac{P}{2b\tau_a} = \frac{5\,456}{2 \times 4.0 \times 1\,000} = 0.68$$

$$t_C = \frac{3P}{2b\sigma_{ta}} = \frac{3 \times 5\,456}{2 \times 4.0 \times 1\,750} = 1.17$$

$$t_D = \frac{P}{B \cdot \sigma_{ta}} \left(\sin \theta + \frac{6 \cos \theta \cdot h}{B} \right)$$

$$= \frac{5\,456}{17.0 \times 1\,750} \times \left(\frac{\sqrt{3}}{2} + \frac{6 \times \frac{1}{2} \times 9.0}{17.0} \right) = 0.45$$

板厚は 16 mm 以上であればよい。

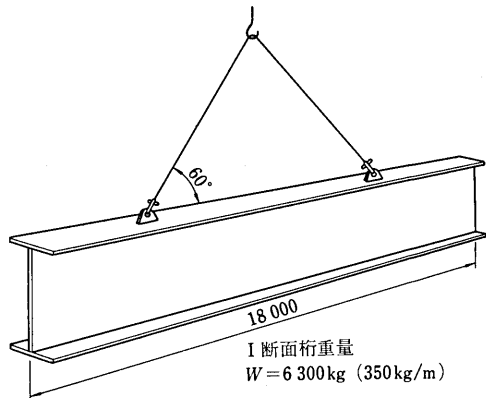


図 III. 34

SS 41

板厚 (t) … 16 mm

ピン孔径 (d) … 40 mm

ピン径 (d₁) … 36 mm

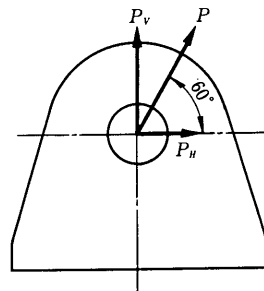


図 III. 35

4.3 吊金具溶接部の検討

吊金具は K 形グループ溶接を行う。開先形状は図 III. 37 による。

すみ肉溶接は、K 形グループ溶接の大きさに合わせるものとする。ただし、すみ肉は溶接部の強度計算には含めないものとする。

$$A = 1.6 \times 17.0 = 27.2 \text{ cm}^2$$

$$I = 1.6 \times 17.0^3 / 12 = 655 \text{ cm}^4$$

$$M = P_H \cdot h = 2728 \times 9.0 = 24552 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

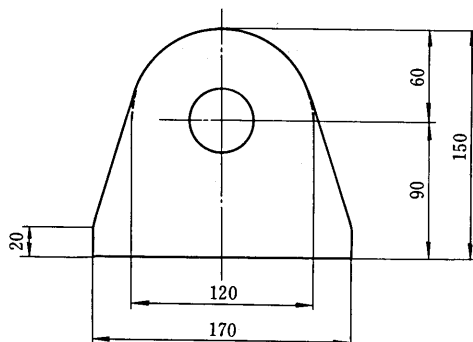


図 III. 36

曲げ応力度

$$\sigma = \frac{P_V}{A} \pm \frac{M}{I} \times B/2 = \frac{4725}{27.2} \pm \frac{24552}{655} \times 8.5 = 492 \text{ kg/cm}^2, \\ -145 \text{ kg/cm}^2 < 1750 \text{ kg/cm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{P_H}{A} = \frac{2728}{27.2} = 100 \text{ kg/cm}^2 < 1000 \text{ kg/cm}^2$$

合成応力度

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\frac{492}{1750}\right)^2 + \left(\frac{100}{1000}\right)^2 = 0.09 < 1.2$$

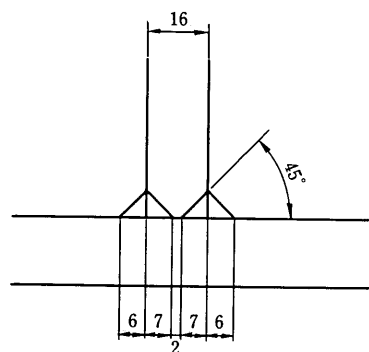


図 III. 37

4.4 本体溶接部の検討

設計指針 (5.2) により照査する。

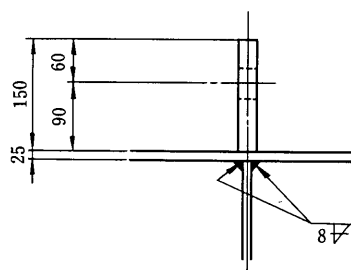
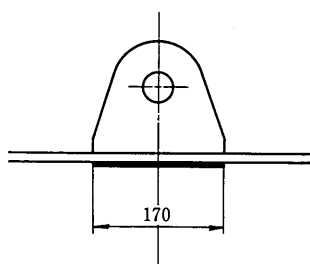


図 III. 38

$$a = 0.8 \times \frac{1}{\sqrt{2}} = 0.56 \text{ cm}$$

$$A = 2 a B = 2 \times 0.56 \times 17.0 = 19.0 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{6} a B^3 = \frac{1}{6} \times 0.56 \times 17.0^3 = 459 \text{ cm}^4$$

曲げ応力度

$$\sigma = \frac{P_V}{A} \pm \frac{P_H \cdot h}{I} \cdot \frac{B}{2}$$

$$= \frac{4725}{19.0} \pm \frac{2728 \times 11.5}{459} \times \frac{17.0}{2} = 830 \text{ kg/cm}^2, -332 \text{ kg/cm}^2 < 1750 \text{ kg/cm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{P_H}{A} = \frac{2728}{19.0} = 144 \text{ kg/cm}^2 < 1000 \text{ kg/cm}^2$$

合成応力度

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\frac{830}{1000}\right)^2 + \left(\frac{144}{1000}\right)^2 = 0.71 < 1.2$$