

A3 仮設構造物の設計例

A3.1 ベント

(1) 設計の流れ

ベントの設計の基本的な流れを図 A3.1.1 に示す。

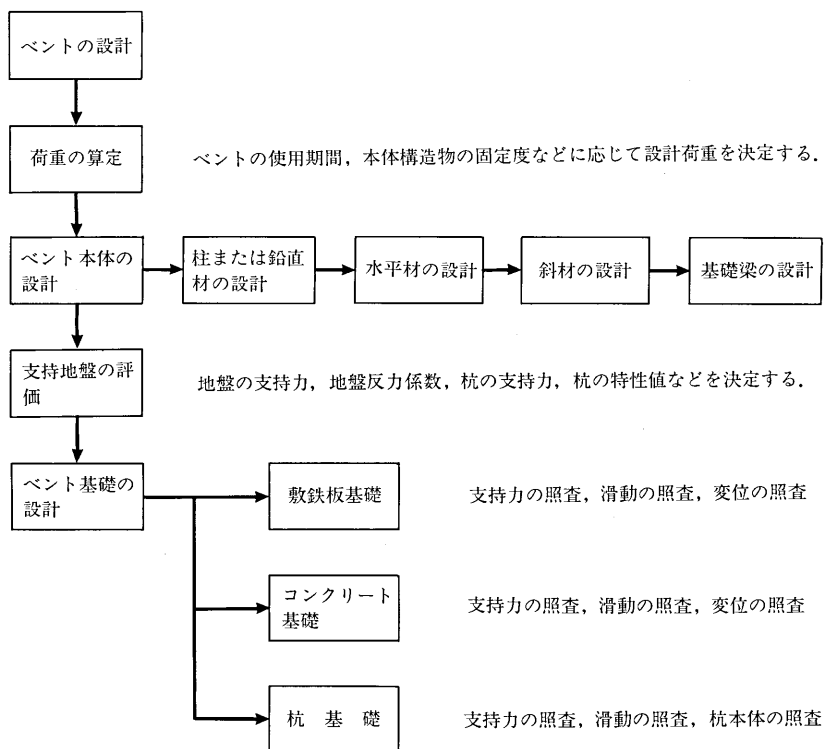


図 A3.1.1 ベントの設計の流れ

(2) ベント本体の設計

1) 設計例

構造一般図を図 A3.1.2 に示す。

ベント間隔 10.0m とすると

ベント 1 基当たりの上部工反力

$$\text{本体構造物} \quad 28.3 \text{ kN/m} \quad \times 10 \text{ m} = 283$$

$$\text{足場} \quad 0.200 \text{ kN/m}^2 \times 8.4 \text{ m} \times 10 \text{ m} = 17$$

$$300 \text{ kN}$$

ベント自重 = 50 kN

2) 荷重

(a) 基本鉛直荷重: P_0

$$\text{本体構造物反力} \quad P_{01} = 300 \text{ kN}$$

$$\text{ベント自重} \quad P_{02} = 50 \text{ kN}$$

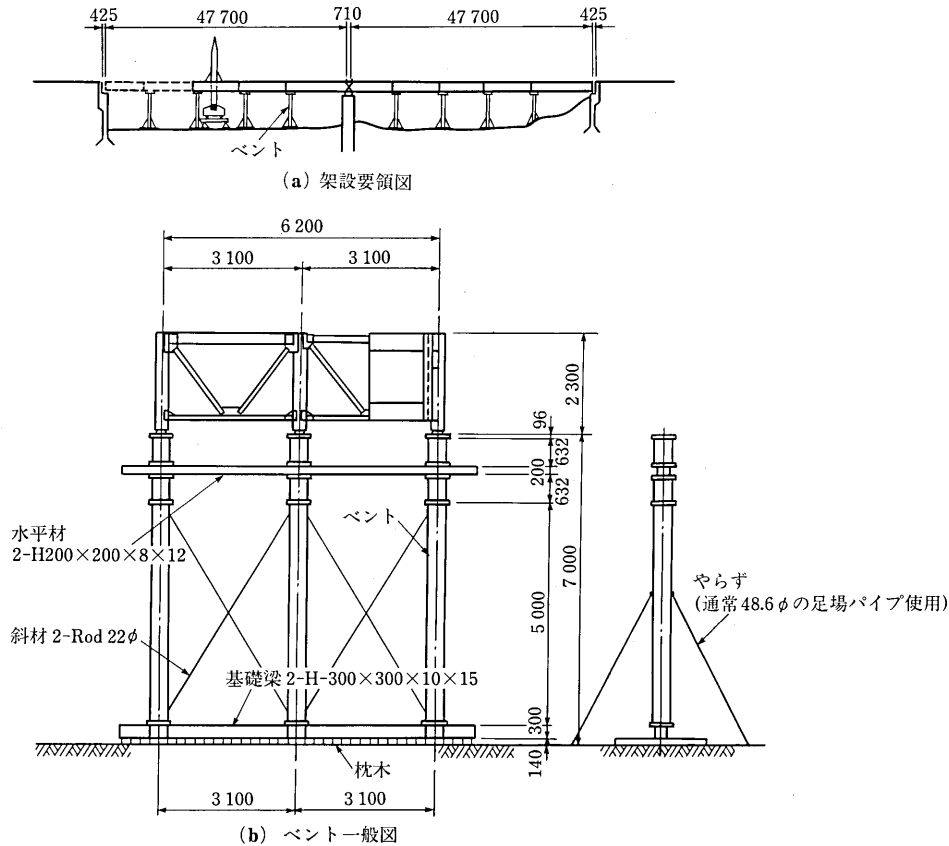


図 A3.1.2 ベント一般図

(b) 風荷重 : W

設計基準風速 $V_D = 20 \text{ m/s}$, 抗力係数 $C_D = 2.2$, ガスト応答係数 $G = 1.9$ として風荷重を算出する.

$$p = \frac{1}{2} \rho V_D^2 C_D G = \frac{1}{2} \times 1.23 \times 20^2 \times 2.2 \times 1.9 = 1028 \text{ N/m}^2$$

$$W = pA = 1.028 \times 2.3 \times 10.0 = 24 \text{ kN}$$

(c) 地震荷重 : EQ

設計水平震度は, 震度法に用いる設計水平震度の 1/2 を想定する.

$$k_h = \frac{1}{2} c_z k_{h0} = \frac{1}{2} \times 1.0 \times 0.25 = 0.13$$

ここに, $c_z = 1.0$ (A 地区)

$$k_{h0} = 0.25 \text{ (II 種地盤, } 0.2 \leq T \leq 1.3)$$

$$\text{本体構造物反力 } EQ_1 = 300 \times 0.13 = 39 \text{ kN}$$

$$\text{ベント自重 } EQ_2 = 50 \times 0.13 = 7 \text{ kN}$$

(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

$$\text{本体構造物反力 } H_{01} = 300 \times 0.05 = 15 \text{ kN}$$

$$\text{ベント自重 } H_{02} = 50 \times 0.05 = 3 \text{ kN}$$

(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

$$\text{本体構造物反力 } U_1 = 300 \times 0.2 = 60 \text{ kN}$$

$$\text{ベント自重 } U_2 = 50 \times 0.2 = 10 \text{ kN}$$

なお、コンクリート基礎で十分耐力のある構造物とした場合には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くてもよい。

(j) その他: S

考慮しない。

3) 部材の設計

(a) ベント (柱) の検討

a) 設計荷重

$$\text{基本鉛直荷重 } (P_0) \text{ による反力 } R_1 = \frac{P_0}{3} = \frac{300 + 50}{3} = 117 \text{ kN}$$

$$\text{風荷重 } (W) \text{ による反力 } R_2 = \frac{Wh_w}{b} = \frac{24 \times 8.15}{6.2} = 32 \text{ kN}$$

$$\text{地震荷重 } (EQ) \text{ による反力 } R_3 = \frac{EQ_1 h_{EQ1} + EQ_2 h_{EQ2}}{b} = \frac{39 \times 8.15 + 7 \times 3.5}{6.2} = 55 \text{ kN}$$

$$\text{不均等荷重 } (U) \text{ による反力 } R_4 = \frac{U}{3} = \frac{60 + 10}{3} = 23 \text{ kN}$$

$$\text{照査水平荷重 } R_5 = \frac{H_{01} h_{H01} + H_{02} h_{H02}}{b} = \frac{15 \times 8.15 + 3 \times 3.5}{6.2} = 21 \text{ kN}$$

$$\text{組合せ } (P_0 + H_0 + U)/1.0 = \frac{117 + 21 + 23}{1.0} = 161 \text{ kN}$$

$$(P_0 + W + U)/1.1 = \frac{117 + 32 + 23}{1.1} = 156 \text{ kN}$$

$$(P_0 + EQ + U)/1.3 = \frac{117 + 55 + 23}{1.3} = 150 \text{ kN}$$

よって、基本鉛直荷重 (P_0) + 照査水平荷重 (H_0) + 不均等荷重 (U) の荷重組合せに対して設計を行う。

b) 使用断面 4-L90 × 90 × 10 (SS400)

タイプレート間隔 60 cm で組み合せた断面とする。

$$\text{断面積 } A_1 = 17.0 \text{ cm}^2 \text{ (L形鋼 1本あたり)}$$

$$A_2 = 17.0 \times 4 = 68.0 \text{ cm}^2 \text{ (単一材として)}$$

$$\text{断面二次モーメント } I_2 = 68.0 \times 19.92^2 = 26980 \text{ cm}^4 \text{ (単一材として)}$$

$$\text{断面二次半径 } r_1 = 1.74 \text{ cm (L形鋼 1本あたり)}$$

$$r_2 = \sqrt{I_2/A_2} = \sqrt{26980/68.0} = 19.9 \text{ cm (単一材として)}$$

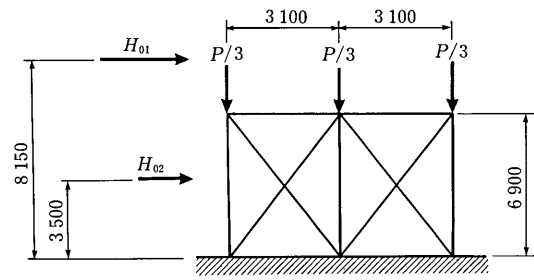


図 A3.1.3 ベントに作用する荷重

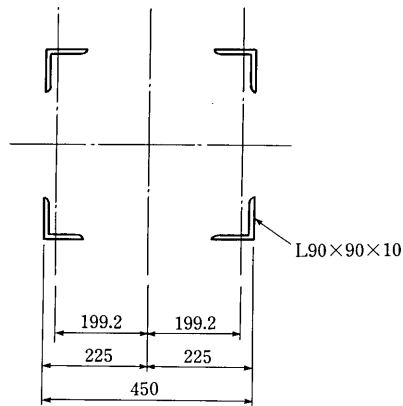


図 A3.1.4 ベント断面

なお、現行の道路橋示方書には、組合せ材の規定がないが、道路橋示方書 (S48)、鋼鉄道構造物等設計標準 (H9) の付属資料、DIN4114 等が参考になる。

c) 応力照査

$$\text{許容応力度 } \sigma_{ca} = 175 - 1.03 \times (44.6 - 18) = 148 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_1 = \frac{60}{1.74} = 34.5 \text{ (タイプレート間隔に対する)}$$

$$\lambda_2 = \frac{563}{19.9} = 28.3 \text{ (水平材と基礎梁の間隔に対する)}$$

$$\lambda = \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda_2^2} = \sqrt{34.5^2 + 28.3^2} = 44.6 \text{ (組合材として)}$$

$$\text{発生応力度 } \sigma_c = \frac{161 \times 10^3}{68.0 \times 10^2} = 24 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 148 \text{ N/mm}^2$$

(b) 水平材の検討

a) 設計荷重

$$\text{風荷重 (W) による水平力 } H_1 = W/1.1 = \frac{24}{1.1} = 22 \text{ kN}$$

$$\text{地震荷重 (EQ) による水平力 } H_2 = EQ/1.3 = \frac{39}{1.3} = 30 \text{ kN}$$

$$\text{照査水平荷重による水平力 } H_3 = H_0/1.0 = \frac{15}{1.0} = 15 \text{ kN}$$

よって、地震荷重 (EQ) に対して設計を行う。

b) 使用断面 2-H 200 × 200 × 8 × 12 (SS400)

$$\text{断面積 } A = 2 \times 63.5 = 127.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{断面二次半径 } r = 5.02 \text{ cm}$$

c) 応力照査

$$\text{許容応力度 } \sigma_{ca} = 175 - 1.03 \times (61.8 - 18) = 130 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda = \frac{310}{5.02} = 61.8 \text{ (ベント間隔に対する)}$$

$$\text{発生応力度 } \sigma_c = \frac{30 \times 10^3}{127.1 \times 10^2} = 2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 130 \text{ N/mm}^2$$

(c) 斜材の検討

a) 設計荷重

水平材と同じく、地震荷重 (EQ) に対して設計を行う。なお、引張材として扱う。

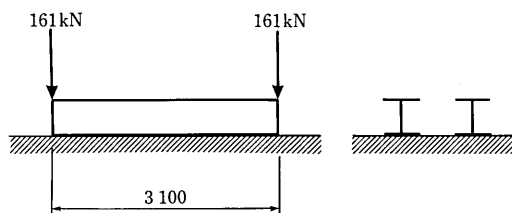


図 A3.1.5 基礎梁

$$\text{地震荷重 (EQ) による軸力 } T = \frac{39 + 7}{1.3} \times \frac{\sqrt{310^2 + 500^2}}{310} = 67 \text{ kN}$$

b) 使用断面 2-Rod 22φ (SS400)

$$\text{断面積 } A = 2 \times 3.8 = 7.6 \text{ cm}^2$$

c) 応力照査

$$\text{許容応力度 } \sigma_{ta} = 175 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{発生応力度 } \sigma_t = \frac{67 \times 10^3}{7.6 \times 10^2} = 88 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 175 \text{ N/mm}^2$$

(d) 基礎梁の検討

a) 設計荷重

最大反力が両支点に作用した単純梁として、設計を行う (図 A3.1.5)。

$$\text{地盤反力による等分布荷重 } w = \frac{161 \times 2}{3.1} = 104 \text{ kN/m}$$

$$\text{曲げモーメント } M = \frac{wl^2}{8} = \frac{104 \times 3.1^2}{8} = 125 \text{ kNm}$$

$$\text{せん断力 } S = 161 \text{ kN}$$

b) 使用断面 2-H 300 × 300 × 10 × 15 (SS400)

$$\text{ウェブ断面積 } A_W = 2 \times 27.0 = 54.0 \text{ cm}^2$$

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

c) 応力照査

$$\text{許容応力度 } \sigma_{ca} = 175 - 3.0 \times (10.3 - 4.5) = 158 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{l}{b} = \frac{310.0}{30.0} = 10.3$$

$$\tau_a = 80 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{発生応力度 } \sigma_c = \frac{125 \times 10^6}{2720 \times 10^3} = 46 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 158 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{161 \times 10^3}{54.0 \times 10^2} = 30 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 80 \text{ N/mm}^2$$

(3) ベント基礎の設計

1) 設計例

同一のベントに、3種類の基礎（敷き鉄板基礎、直接基礎、杭基礎）を設計する。

なお、滑動および鉛直方向変位の照査は、仮設備の規模あるいは現場条件を考慮し、必要に応じて行う。

2) 荷重

(a) 基本鉛直荷重： P_0

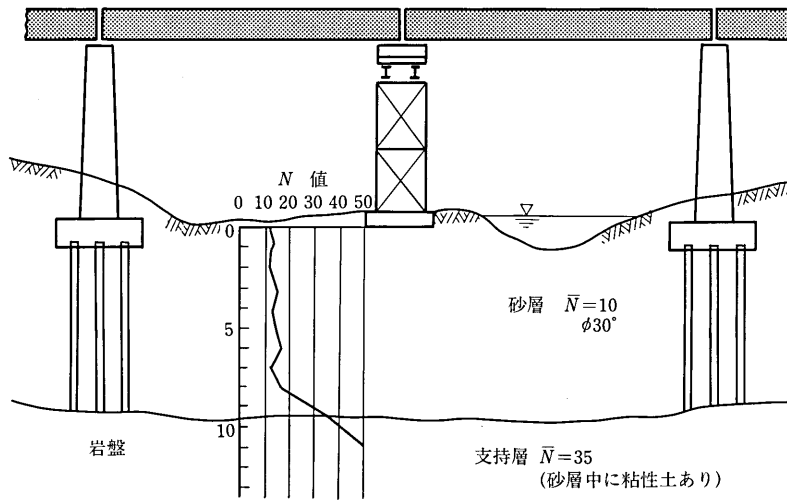


図 A3.1.6 一般図

$$\text{本体構造物反力} \quad P_{01} = 1400 \text{ kN}$$

$$\text{ベント自重} \quad P_{02} = 200 \text{ kN}$$

$$\text{コンクリート基礎} \quad P_{03} = 7.0 \times 5.0 \times 0.6 \times 24.5 = 515 \text{ kN}$$

トラッククレーンによる架設のため、架設機材重量は特に考慮しない。

(b) 風荷重: W

この計算例では地震時で検討することとし、風荷重に対する照査は省略する。

(c) 地震荷重: EQ

設計水平震度は、震度法に用いる設計水平震度の 1/2 を想定する。

$$k_h = \frac{1}{2} c_z k_{h0} = \frac{1}{2} \times 1.0 \times 0.25 = 0.13$$

ここに、 $c_z = 1.0$ (A 地区)

$$k_{h0} = 0.25 \text{ (II 種地盤, } 0.2 \leq T \leq 1.3)$$

$$\text{本体構造物反力} \quad EQ_1 = 1400 \times 0.13 = 182 \text{ kN}$$

$$\text{ベント自重} \quad EQ_2 = 200 \times 0.13 = 26 \text{ kN}$$

$$\text{コンクリート基礎} \quad EQ_3 = 515 \times 0.13 = 67 \text{ kN}$$

(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

$$\text{本体構造物反力} \quad H_{01} = 1400 \times 0.05 = 70 \text{ kN}$$

$$\text{ベント自重} \quad H_{02} = 200 \times 0.05 = 10 \text{ kN}$$

$$\text{コンクリート基礎} \quad H_{03} = 515 \times 0.05 = 26 \text{ kN}$$

(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

敷き鉄板基礎と杭基礎では、ベントの不等沈下等を考慮して、本体構造物の不均等荷重を見込む。一方、コンクリート基礎は、十分耐力があり不等沈下等は考慮する必要がなく、不均等荷重は考えない。

$$\text{本体構造物反力 } U = 1400 \times 0.2 = 280 \text{ kN}$$

(j) その他：

考慮しない。

3) 地盤の耐荷力等

(a) 表層地盤の極限支持力 q_u ，鉛直方向地盤反力係数 k_v

本例題では、以下のとおりとした。

$$q_u = 240 \text{ kN/m}^2$$

$$k_v = 10000 \text{ kN/m}^3$$

(b) H 杭の極限支持力 R_u

本例題では、「道路土工仮設構造物工指針（日本道路協会）」に準じて、以下のとおりとした。

$$R_u = q_d A + U \sum l_i f_i$$

$$q_d = 200\alpha N$$

$$f_i = 2\beta N$$

ここに、 R_u ：H 杭の極限支持力 (kN)

q_d ：H 杭先端の地盤の極限支持力度 (kN/m²)

A ：H 杭の先端面積 (m²)

U ：H 杭の周長 (m)

l_i ：周面摩擦を考慮する土層の層厚 (m)

f_i ：周面摩擦を考慮する土層の最大周面摩擦応力度 (kN/m²)

α, β ：施工条件で決まる係数

本例題の場合は、架橋地点の地盤条件の下で H-400 × 400 × 13 × 21 を用いるとすると

$$q_d = 200 \times 1.0 \times 35 = 7000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_1 = 2 \times 1.0 \times 10 = 20 \text{ kN/m}^2 \quad (l_1 = 9)$$

$$f_2 = 2 \times 1.0 \times 35 = 70 \text{ kN/m}^2 \quad (l_2 = 2)$$

$$R_u = 7000 \times 0.40^2 + 4 \times 0.40 \times (9 \times 20 + 2 \times 70) = 1632 \text{ kN}$$

(c) 杭の特性値 β

杭頭変位の照査と杭本体の照査に必要な、杭の特性値 β は、次式で計算した。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}}$$

ここに、 β : 杭の特性値 (m^{-1})

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

D : 杭の幅 (m)

E : 杭のヤング係数 (kN/m^2)

I : 杭の断面二次モーメント (m^4)

k_{H0} : 直径 30 cm の剛体円盤による平板載荷試験値に相当する水平地盤反力係数 (kN/m^3)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^2)

B_H : 杭の換算載荷幅 (m)

E_0 は様々な推定式が提案されているが、ここでは次式による。

$$E_0 = 2800 \text{ N} \quad (\alpha = 1.0)$$

なお、上式は収束計算が必要である。架橋地点の地盤条件の下で H-400 × 400 × 13 × 21 について計算した結果

$$\beta = 5.56 \times 10^{-1} \text{ m}^{-1}$$

となった。

4) 敷き鉄板基礎

(a) 構造図

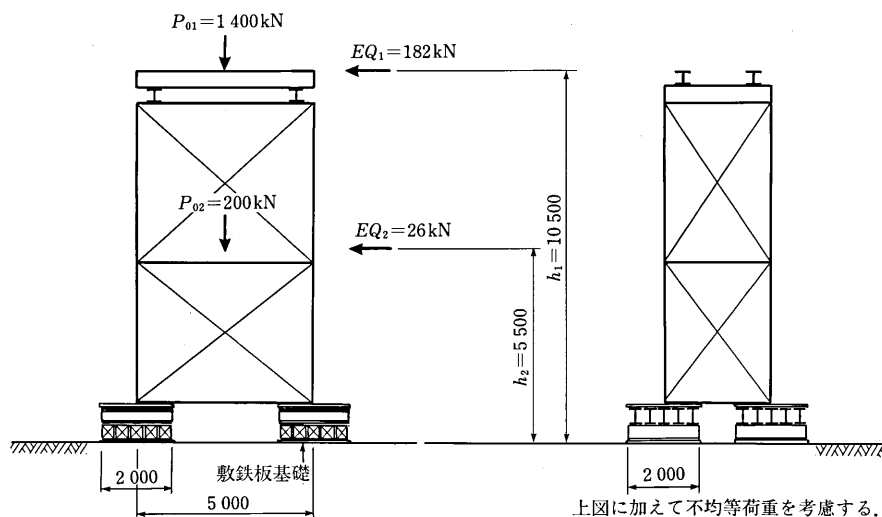


図 A3.1.7 敷き鉄板基礎によるベント一般図

敷き鉄板上に、H鋼と枕木を囲桁に組みベントを設置する。なお、敷き鉄板基礎のうち、 $2.0\text{ m} \times 2.0\text{ m}$ が4カ所を有効部分とする。有効部分の性能は、

$$A = 4.0\text{ m}^2 \times 4\text{ カ所}$$

(b) 常時の鉛直支持力の照査

a) 設計荷重

$$\sum N = P_{01} + P_{02} + U = 1400 + 200 + 280 = 1880\text{ kN}$$

$$\sum M = H_1 h_1 + H_2 h_2 = 70 \times 10.5 + 10 \times 5.5 = 790\text{ kNm}$$

b) 許容鉛直地盤反力度

3) (a) に記載したとおり表層地盤の極限支持力は $q_u = 240\text{ kN/m}^2$ であるので

$$q_a = \frac{1}{2.4} q_u = \frac{240}{2.4} = 100\text{ kN/m}^2$$

c) 発生鉛直地盤反力度

$$q = \frac{\sum N/2 + \sum M/d}{A \times 2} = \frac{1880/2 + 790/5.0}{4.0 \times 2} = 137\text{ kN/m}^2 > q_a = 100\text{ kN/m}^2$$

(c) 地震時の鉛直支持力の照査

a) 設計荷重

$$\sum N = P_{01} + P_{02} + U = 1400 + 200 + 280 = 1880\text{ kN}$$

$$\sum M = EQ_1 h_1 + EQ_2 h_2 = 182 \times 10.5 + 26 \times 5.5 = 2054\text{ kNm}$$

b) 許容鉛直地盤反力度

許容応力度の割増しを道路橋示方書に準じて 1.5 として、

$$q_a = 100 \times 1.5 = 150\text{ kN/m}^2$$

c) 発生鉛直地盤反力度

$$q = \frac{\sum N/2 + \sum M/d}{A \times 2} = \frac{1880/2 + 2054/5.0}{4.0 \times 2} = 169\text{ kN/m}^2 > q_a = 150\text{ kN/m}^2$$

以上より、敷き鉄板基礎では、鉛直支持力に問題があるので、基礎の拡大、コンクリート基礎や杭基礎への変更が必要である。

なお、必要に応じて、以下の滑動の照査、変位の照査を行う。

(d) 滑動の照査

a) 設計荷重

$$\text{地震荷重 (EQ) による水平力 } H_1 = \frac{EQ_1 + EQ_2}{1.3} = \frac{182 + 26}{1.3} = 160\text{ kN}$$

$$\text{照査水平荷重による水平力 } H_2 = \frac{H_{01} + H_{02}}{1.0} = \frac{70 + 10}{1.0} = 80\text{ kN}$$

よって、地震荷重 (EQ) に対して設計を行う。

b) 許容摩擦力

基礎底面と地盤との摩擦により対抗するものとして求める。摩擦係数 μ は、木と金属の場合の 0.2 とする。

$$H_a = \mu \sum N = 0.2 \times 1880 = 376\text{ kN}$$

c) 安全率

$$S_F = \frac{H_a}{\sum H} = \frac{376}{160} = 2.35 > 1.5$$

よって、滑動の恐れはない。

(e) 鉛直方向変位の照査

a) 許容鉛直方向変位

本例題では、上部工の施工条件より、以下のとおりとした。

$$\delta_{aV} = 30 \text{ mm}$$

b) 発生鉛直方向変位

3) (a) に記載したとおり表層地盤の鉛直方向地盤反力係数 $k_V = 10\,000 \text{ kN/m}^3$ であるので

$$\delta_V = \frac{1}{k_V} \frac{\sum N}{A} = \frac{1}{10\,000} \times \frac{1\,880}{4.0 \times 4} = 0.012 \text{ m} = 12 \text{ mm} < \delta_{aV} = 30 \text{ mm}$$

5) コンクリート基礎

(a) 構造図

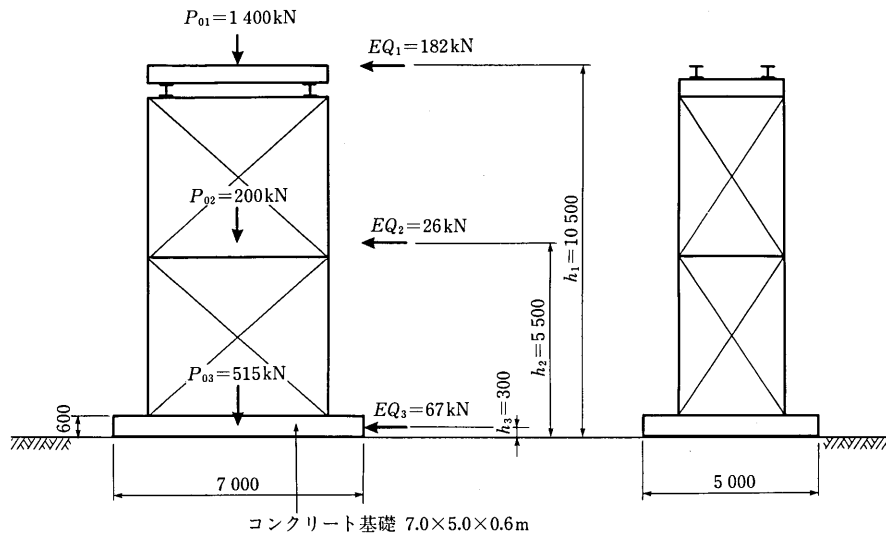


図 A3.1.8 コンクリート基礎によるベント一般図

7.0 × 5.0 × 0.6 m のコンクリート基礎とする。コンクリート基礎の性能は、

$$A = 35.0 \text{ m}^2$$

$$z = 40.8 \text{ m}^3$$

(b) 常時の鉛直支持力の照査

a) 設計荷重

$$\sum N = P_{01} + P_{02} + P_{03} = 1\,400 + 200 + 515 = 2\,115 \text{ kN}$$

$$\sum M = H_1 h_1 + H_2 h_2 + H_3 h_3 = 70 \times 10.5 + 10 \times 5.5 + 26 \times 0.3 = 798 \text{ kNm}$$

b) 許容鉛直地盤反力度

3) (a) に記載したとおり表層地盤の極限支持力は $q_u = 240 \text{ kN/m}^2$ であるので

$$q_a = \frac{1}{2.4} q_u = \frac{240}{2.4} = 100 \text{ kN/m}^2$$

c) 発生鉛直地盤反力度

$$q = \frac{\sum N}{A} + \frac{\sum M}{z} = \frac{2115}{35.0} + \frac{798}{40.8} = 80 \text{ kN/m}^2 < q_a = 100 \text{ kN/m}^2$$

(c) 地震時の転倒と鉛直支持力の照査

a) 設計荷重

$$\sum N = P_{01} + P_{02} + P_{03} = 1400 + 200 + 515 = 2115 \text{ kN}$$

$$\sum M = EQ_1 h_1 + EQ_2 h_2 + EQ_3 h_3 = 182 \times 10.5 + 26 \times 5.5 + 67 \times 0.3 = 2074 \text{ kNm}$$

b) 合力の作用位置

$$e = \frac{\sum M}{\sum N} = \frac{2074}{2115} = 0.98 \text{ m} < \frac{7.0}{3} = 2.33 \text{ m}$$

よって、転倒の恐れはない。

c) 許容鉛直地盤反力度

許容応力度の割増しを道路橋示方書に準じて 1.5 とし、

$$q_a = 100 \times 1.5 = 150 \text{ kN/m}^2$$

d) 発生鉛直地盤反力度

合力の作用位置が核内にあるので

$$q = \frac{\sum N}{db} + \frac{6 \sum Ne}{db^2} = \frac{2115}{5.0 \times 7.0} + \frac{6 \times 2115 \times 0.98}{5.0 \times 7.0^2} = 111 \text{ kN/m}^2 < q_a = 150 \text{ kN/m}^2$$

(d) 滑動の照査

a) 設計荷重

$$\text{地震荷重 (EQ) による水平力 } H_1 = \frac{EQ_1 + EQ_2 + EQ_3}{1.3} = \frac{182 + 26 + 67}{1.3} = 212 \text{ kN}$$

$$\text{照査水平荷重による水平力 } H_2 = \frac{H_{01} + H_{02} + H_{03}}{1.0} = \frac{70 + 10 + 26}{1.0} = 106 \text{ kN}$$

よって、地震荷重 (EQ) に対して設計を行う。

b) 許容摩擦力

基礎底面地盤の許容せん断抵抗力は、

$$H_a = C_B A + \sum N \tan \phi = 0 + 2115 \times \tan 30^\circ = 1221 \text{ kN}$$

c) 安全率

$$S_F = \frac{H_a}{\sum H} = \frac{1221}{212} = 5.76 > 1.5$$

よって、滑動の恐れはない。

(e) 鉛直方向変位の照査

a) 許容鉛直方向変位

本例題では、上部工の施工条件より、以下のとおりとした。

$$\delta_{aV} = 30 \text{ mm}$$

b) 発生鉛直方向変位

3) (a) に記載したとおり表層地盤の鉛直方向地盤反力係数 $k_V = 10000 \text{ kN/m}^3$ であるので

$$\delta_V = \frac{1}{k_V} \frac{\sum N}{A} = \frac{1}{10000} \times \frac{2115}{35.0} = 0.006 \text{ m} = 6 \text{ mm} < \delta_{aV} = 30 \text{ mm}$$

6) H 杭基礎

(a) 構造図および荷重

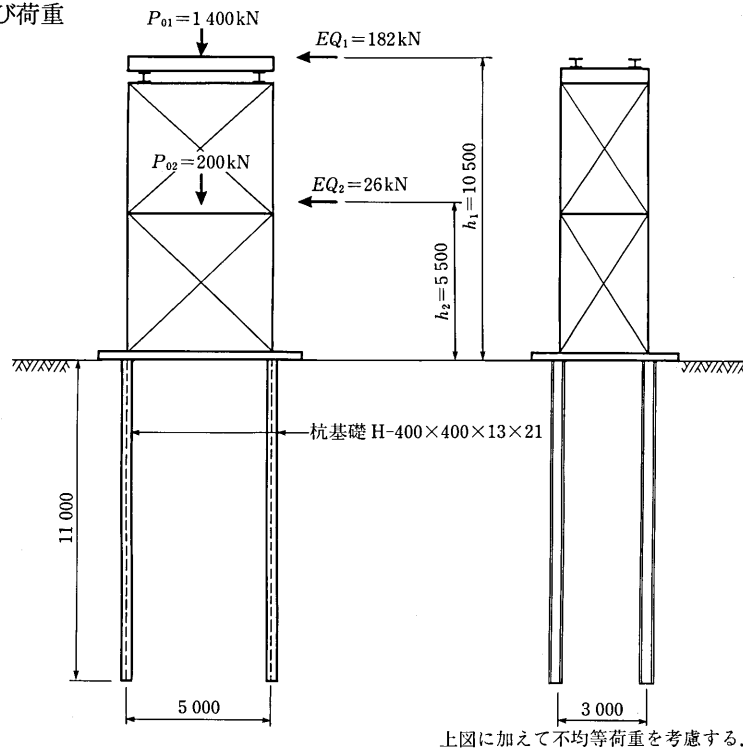


図 A3.1.9 杭基礎によるベント一般図

H-400 × 400 × 13 × 21 4本のH杭基礎とする。杭1本当たりの性能は、

$$A = 218.7 \text{ cm}^2 \quad I_{\min} = 22\,400 \text{ cm}^4 \quad z_{\min} = 1\,120 \text{ cm}^3$$

(b) 常時の鉛直支持力の照査

a) 設計荷重

$$\sum N = P_{01} + P_{02} + U = 1\,400 + 200 + 280 = 1\,880 \text{ kN}$$

$$\sum M = H_{01}h_1 + H_{02}h_2 = 70 \times 10.5 + 10 \times 5.5 = 790 \text{ kNm}$$

b) H杭1本の許容支持力

3) (b) で計算したとおり H杭の極限支持力 $R_u = 1\,632 \text{ kN}$ であるので

$$R_a = \frac{1}{2.0} R_u = \frac{1\,632}{2.0} = 818 \text{ kN}$$

c) H杭1本の作用力

$$P_V = \frac{\sum N}{n} \pm \frac{\sum M}{nX_i^2} X_i = \frac{1\,880}{4} \pm \frac{790}{4 \times 2.5^2} \times 2.5 = 470 \pm 79 = \begin{matrix} 549 \text{ kN} \\ 391 \text{ kN} \end{matrix} < R_a = 818 \text{ kN}$$

(c) 地震時の鉛直支持力の照査

a) 設計荷重

$$\sum N = P_{01} + P_{02} + U = 1\,400 + 200 + 280 = 1\,880 \text{ kN}$$

$$\sum M = EQ_1h_1 + EQ_2h_2 = 182 \times 10.5 + 26 \times 5.5 = 2\,054 \text{ kNm}$$

b) H杭1本の許容支持力

許容応力度の割増しを道路橋示方書に準じて 1.5 として、

$$R_a = 818 \times 1.5 = 1227 \text{ kN}$$

c) H 杭 1 本の作用力

$$P_V = \frac{\sum N}{n} \pm \frac{\sum M}{nX_i^2} X_i = \frac{1880}{4} \pm \frac{2054}{4 \times 2.5^2} \times 2.5 = 470 \pm 205$$

$$= 675, 265 \text{ kN} < R_a = 1227 \text{ kN}$$

(d) 杭頭変位の照査

a) 設計荷重

$$\text{地震荷重 (EQ) による水平力 } H_1 = \frac{EQ_1 + EQ_2}{1.3} = \frac{182 + 26}{1.3} = 160 \text{ kN}$$

$$\text{照査水平荷重 (H}_0\text{) による水平力 } H_2 = \frac{H_{01} + H_{02}}{1.0} = \frac{70 + 10}{1.0} = 80 \text{ kN}$$

よって、地震荷重 (EQ) に対して設計を行う。

b) H 杭 1 本の作用力

$$H = \frac{\sum H}{n} = \frac{160}{4} = 40 \text{ kN}$$

c) 許容水平方向変位

道路橋示方書より、以下のとおりとした。

$$\delta_{aH} = 15 \text{ (mm)}$$

d) 発生鉛直方向変位

3) (c) で計算したとおり杭の特性値 $\beta = 5.56 \times 10^{-1} \text{ m}^{-1}$ であるので

$$\delta_H = \frac{H}{2EI\beta^3} = \frac{40 \times 10^3}{2 \times 2.0 \times 10^{11} \times 22400 \times 10^{-8} \times (5.56 \times 10^{-1})^3} = 0.003 \text{ m}$$

$$= 3 \text{ mm} < \delta_a = 15 \text{ mm}$$

(e) 杭本体の照査

a) 設計荷重

$$(P_0 + H_0 + U)/1.0$$

$$N = P_V \text{ 常時} = 549 \text{ kN}$$

$$H = H_2/4 = 80/4 = 20 \text{ kN}$$

$$M = 0.3224 \frac{H}{\beta} = 0.3224 \times \frac{20}{5.56 \times 10^{-1}} = 12 \text{ kNm}$$

$$(P_0 + EQ + U)/1.3$$

$$N = P_V \text{ 地震時} = \frac{675}{1.3} = 519 \text{ kN}$$

$$H = \frac{H_1/4}{1.3} = \frac{160/4}{1.3} = 31 \text{ kN}$$

$$M = 0.3224 \frac{H}{\beta} = 0.3224 \times \frac{31}{5.56 \times 10^{-1}} = 18 \text{ kNm}$$

b) H 杭 1 本の許容応力度

$$\sigma_a = 140 \text{ N/mm}^2$$

c) 発生応力度

$$(P_0 + H_0 + U)/1.0$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{z_{\min}} = \frac{549 \times 10^3}{218.7 \times 10^2} + \frac{12 \times 10^6}{1120 \times 10^3} = 36 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 140 \text{ N/mm}^2$$

$$(P_0 + EQ + U)/1.3$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{z_{\min}} = \frac{519 \times 10^3}{218.7 \times 10^2} + \frac{18 \times 10^6}{1120 \times 10^3} = 40 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 140 \text{ N/mm}^2$$

A3.2 鉄 塔

(1) 形状寸法

ケーブルエレクション用ケーブル

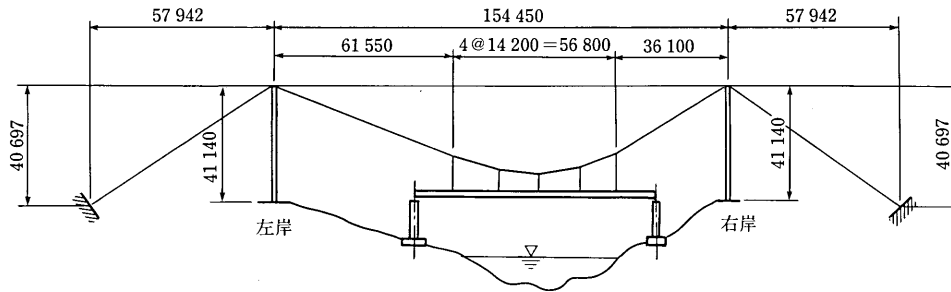


図 A3.2.1

(2) 荷重 (片側当たり)

主索	60φ × 2本	275 N/m
サイドキャリヤケーブル	54φ × 1本	122
横行ケーブル	18φ × 3本	31.8
巻上げケーブル	18φ × 1本	10.6
センターキャリヤケーブル	50φ × 1本 × 1/2	52.5
横行ケーブル	16φ × 1本 × 1/2	4.2
巻上げケーブル	16φ × 1本 × 1/2	4.2

合計 500.3 N/m

運搬部材重量 サイド 78.5 kN

センター 15.8 kN

橋体重量 2815 kN

サイドキャリヤブロック 19.6 kN

センターキャリヤブロック 6.9 kN

風荷重 作業時 10 m/s

暴風時 40 m/s

(3) タワーに作用する基本鉛直荷重: P_0

途中から計算省略, 片柱に作用する荷重

主索からの軸力 $R_1 = 1625$ kN

サイドキャリヤ軸力 $R_2 = 342$

センターキャリヤ軸力 $R_3 = 99$

タワー自重 $R_4 = 403$

$$\sum R = P_0 = 2469 \text{ kN}$$

(4) 照査水平荷重: H_0

$$H_0 = 2 \times 0.05 P_0 = 2 \times 0.05 \times 2469 = \pm 246.9 \text{ kN}$$

$$\text{反力 } R_{HO} = \frac{246.9 \times 41.140}{2 \times 10} = 508 \text{ kN}$$

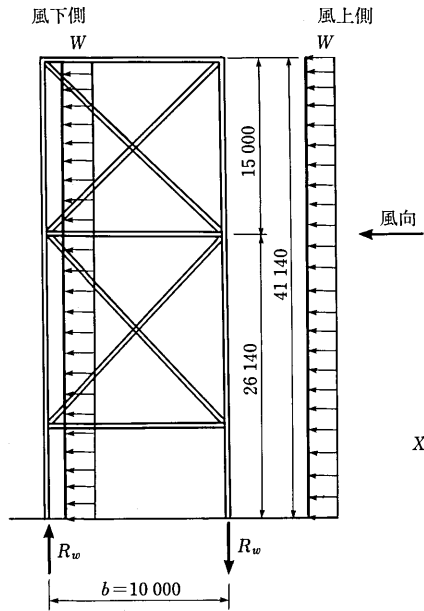


図 A3.2.2

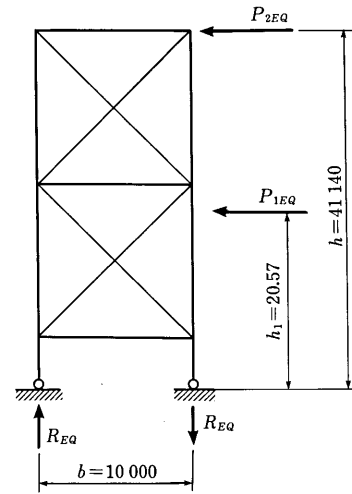


図 A3.2.3

(5) 風荷重 : W

風速 : V_D 作業時 10 m/s, 暴風時 40 m/s

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

ここに, ρ : 空気密度 1.23 N/m³

C_D : 抗力係数 2.7

G : ガスト応答係数 1.9

$$\text{作業時風荷重} \quad W_{10} = \frac{1}{2} \times 1.23 \times 2.7 \times 10^2 \times 1.9 = 315 \text{ N/m}^2$$

$$\text{暴風時風荷重} \quad W_{40} = \frac{1}{2} \times 1.23 \times 2.7 \times 40^2 \times 1.9 = 5048 \text{ N/m}^2$$

$$\text{作業時反力} \quad RW_{10} = \frac{315 \times 41.14 \times 1.3 \times (41.14/2) \times 2}{10} = 69.308 \text{ kN}$$

$$\text{暴風時反力} \quad RW_{40} = \frac{5048 \times 41.14 \times 1.3 \times (41.14/2) \times 2}{10} = 1110.7 \text{ kN}$$

(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

$$P_{1EQ} = 403 \times 2 \times 0.1 = 80.6 \text{ kN}$$

$$P_{2EQ} = (1625 + 342 + 99) \times 2 \times 0.1 = 413.2 \text{ kN}$$

$$R_{EQ} = \frac{P_{1EQ} h_1 + P_{2EQ} h_2}{b} = \frac{80.6 \times 20.57 + 413.2 \times 41.14}{10} = 1866 \text{ kN}$$

(7) タワー断面性能

材質 SS400 使用断面 4-L 200 × 200 × 20

断面積 $A_g = 30\,400 \text{ mm}^2$

X 軸に関する断面二次モーメント $I_X = 10\,810 \times 10^6 \text{ mm}^4$

Y 軸に関する断面二次モーメント $I_Y = 608 \times 10^6 \text{ mm}^4$

回転半径 $r_X = 600 \text{ mm}$, $r_Y = 450 \text{ mm}$

細長比 $l/r_X = \frac{41\,140}{600} = 69$, $l/r_Y = \frac{26\,140}{450} = 58$

許容軸方向圧縮応力度

$$\begin{aligned}\sigma_{ca} &= 175 - 1.03(l/r_X - 18) \\ &= 175 - 1.03(69 - 18) = 122 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

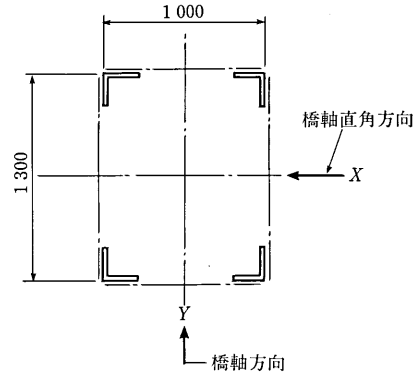


図 A3.2.4

(8) 応力度の照査

1) 基本鉛直荷重応力度

$$\sigma_{po} = \frac{P_0}{A_g} = \pm \frac{2\,469\,000}{30\,400} = \pm 81.2 \text{ N/mm}^2$$

2) 照査水平荷重応力度

$$\sigma_{Ho} = \pm \frac{R_{Ho}}{A_g} = \pm \frac{508\,000}{30\,400} = \pm 16.7 \text{ N/mm}^2$$

3) 風荷重応力度

$$\text{作業時 } \sigma_{w10} = \pm \frac{R_{w10}}{A_g} = \pm \frac{69\,308}{30\,400} = \pm 2.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{暴風時 } \sigma_{w40} = \pm \frac{1\,110\,000}{30\,400} = \pm 36.5 \text{ N/mm}^2$$

4) 地震荷重応力度

$$\sigma_{EQ} = \pm \frac{R_{EQ}}{A_g} = \pm \frac{1\,866\,000}{30\,400} = \pm 61.4 \text{ N/mm}^2$$

応力度組合せ

$$(a) \quad \sigma_{po} + \sigma_{Ho} = -81.2 - 16.7 = -97.9 \text{ N/mm}^2 < -122 \text{ N/mm}^2$$

$$(b) \quad \sigma_{po} + \sigma_{w10} = -81.2 - 2.3 = -83.5 \text{ N/mm}^2 < -122 \times 1.1 = -134.2 \text{ N/mm}^2$$

$$(c) \quad \sigma_{po} + \sigma_{EQ} = -81.2 - 61.4 = -142.6 \text{ N/mm}^2 < -122 \times 1.3 = -158.6 \text{ N/mm}^2$$

$$(d) \quad \sigma_{po} + \sigma_{w40} = -81.2 - 36.5 = -117.7 \text{ N/mm}^2 \text{ (暴風時)}$$

(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 $R_4 = 403 \text{ kN}$

1m 当たり重量 $W_g = 9800 \text{ N/m}$

1m 当たり地震荷重 $W_{EQ} = 9800 \times 0.1 = 980 \text{ N/m}$

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,

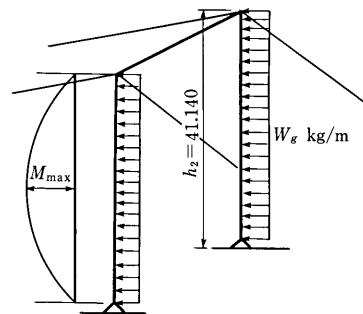


図 A3.2.5

$$M_{\max} = \frac{W_{EQ} \cdot h^2}{8} = \frac{980 \times 41.140^2}{8} = 207331 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\text{応力度 } \sigma_{EQ} = \frac{M_{\max}}{W_X} = \frac{207331000}{10810 \times 10^6} = 12.5 \text{ N/mm}^2 < 61.4 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{前項(8)参照})$$

2) 風荷重による応力度

1) と同じ載荷状態とする

1m 当たり風荷重 $W_W = 315 \text{ N/m}^2 \times 1 \text{ m} = 315 \text{ N/m}$ (前項 (5) 参照)

$$M_{\max} = \frac{W_W \cdot h^2}{8} = \frac{315 \times 41.140^2}{8} = 66642 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\text{応力度 } \sigma_W = \frac{M_{\max}}{W_X} = \frac{66642000 \times 650}{10810 \times 10^6} = 4.0 \text{ N/mm}^2$$

応力度組合せ

$$\sigma_{po} + \sigma_W = -81.2 - 4.0 = -85.2 \text{ N/mm}^2 < -122 \times 1.1 = -134.2 \text{ N/mm}^2$$

A3.3 アンカーブロック

(1) アンカーブロックに作用する荷重

張力 $\sum T = 4092 \text{ kN}$

鉛直力 $\sum V = 2799 \text{ kN}$

水平力 $\sum H = 2985 \text{ kN}$

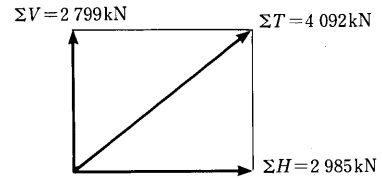


図 A3.3.1

(2) アンカーブロックの重量および重心

V (m ³)	w (kN/m ³)	W (kN)	x (m)	W · x (kN·m)	y (m)	W · y (kN·m)
36.0	16	564	2.25	1269	5.00	2820
20.0	23	461	4.00	1844	3.25	1498
126.0	23	2902	1.75	5079	2.25	6530
(28.0)	(10)	(-274)	(1.75)	(-480)	0.5	(-137)
合計		3653		7712		10711

() 内は浮力によるものを示す。

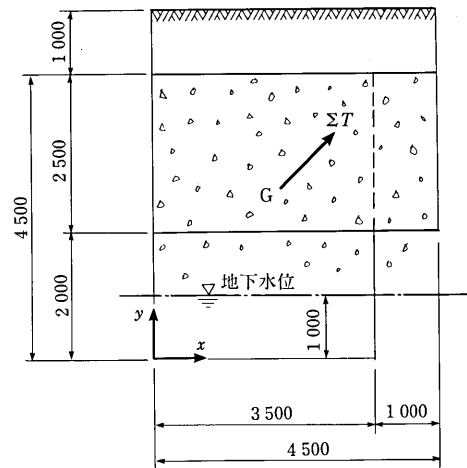
断面	V (m ³)	
1.0 × 4.5 × 8.0	36.0	(土 砂)
2.5 × 1.0 × 8.0	20.0	(コンクリート)
4.5 × 3.5 × 8.0	126.0	(コンクリート)
1.0 × 3.5 × 8.0	28.0	(浮 力)

(土の単位重量 $w = 16 \text{ kN/m}^3$)

(土の内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$)

$$\text{重心位置 } x_G = \frac{\sum W \cdot x}{\sum W} = \frac{7712}{3653} = 2.11 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\sum W \cdot y}{\sum W} = \frac{10711}{3653} = 2.93 \text{ m}$$



(アンカーブロック幅は8m)

図 A3.3.1

(3) 安定の検討

1) 浮き上がりに対する検討

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。

$$\text{安全率 } S \cdot F = \frac{\sum W}{\sum V} = \frac{3653}{2799} = 1.30 > 1.2$$

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 (kN/m^3)

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)

$w = 16 \text{ kN/m}^3, h_1 = 1.0 \text{ m}, h_2 = 5.5 \text{ m}, B = 8 \text{ m}, \phi = 30^\circ$ より

$$F_P = \frac{16 \times (5.5^2 - 1.0^2) \times 8}{2} \times \tan^2 60^\circ = 5616 \text{ kN}$$

アンカーブロックの底面摩擦力は

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

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

$$F = 0.4 \times (3653 - 2799) = 342 \text{ kN}$$

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。

$$\text{安全率 } S \cdot F = \frac{F_P}{\sum H} = \frac{5616}{2985} = 1.88 > 1.5$$

(4) アンカーフレームの検討

1) ピンの検討

張力 $\sum T$ の分力 S_1, S_2 は

$$S_1 = 1699 \text{ kN}$$

$$S_2 = 2423 \text{ kN}$$

ピンに $\phi 150$ (SS400) を使用する。

$$\begin{aligned} \text{断面積 } A &= \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.14 \times 150^2}{4} \\ &= 176.7 \times 10^2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{断面係数 } Z &= \frac{\pi D^3}{32} = \frac{3.14 \times 150^3}{32} \\ &= 331.3 \times 10^3 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

ピンに作用する曲げ応力度

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{2423 \times 0.11}{4} = 67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{67000000}{331300} = 202 \text{ N/mm}^2 < 240 \text{ N/mm}^2$$

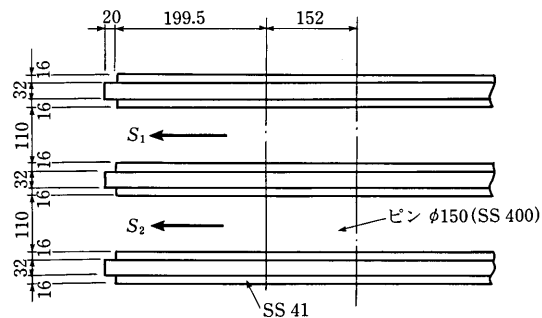


図 A3.3.3

ピンに作用するせん断応力度

$$S_P = \frac{S_2}{2} = \frac{2423}{2} = 1212 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{1212000}{17670} = 69 \text{ N/mm}^2 < 125 \text{ N/mm}^2$$

2) フレームの計算

(a) 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

$$S_c = \frac{1}{2}(S_1 + S_2) = \frac{1}{2}(1669 + 2423) = 2046 \text{ kN}$$

$$A_g = \frac{S_c}{\sigma_a} = \frac{2046000}{175} = 12000 \text{ mm}^2$$

a-a 断面

$$A = 32 \times (450 - 152) + 16 \times (410 - 152) \times 2 = 9540 + 8260$$

$$= 178 \times 10^2 \text{ mm}^2 > A_g \times 1.4 = 168 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

b-b 断面

$$A = 32 \times 220 + 16 \times (219.5 - 20) \times 2 = 7040 + 6384$$

$$= 134 \times 10^2 \text{ mm}^2 > A_g \times 1.0 = 12000 \text{ mm}^2$$

(b) 支圧の検討

$$r_1 = \frac{152}{2} = 76 \text{ mm}$$

$$r_2 = \frac{152}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$K = \frac{r_1}{r_2} = \frac{76}{75} = 1.01 < 1.02$$

よって面接触としての許容荷重で計算する。

$$P'_a = 2r_2\sigma'_{ba} = 2 \times 75 \times 263 = 39450 \text{ N/mm} (\sigma'_{ba} = 263 \text{ N/mm}^2)$$

許容耐力

$$S_a = 39450 \times (32 + 16 \times 2) = 2525 \text{ kN}$$

作用荷重

$$S_c = 2046 \text{ kN} < 2525 \text{ kN}$$

(c) 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

$$S_v = S_c \cdot \tan 5^\circ = 2046 \times 0.087 = 178 \text{ kN}$$

鉛直力による a-a 点のモーメント M は、

$$M = 178 \times 0.5 = 89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$I = \frac{32 \times 450^3}{12} + \frac{16 \times 410^3}{12} \times 2 = 42679 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$Z = \frac{42679 \times 10^4}{225} = 1897 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

曲げによる応力 σ_1

$$\sigma_1 = \frac{M}{Z} = \frac{89000000}{1897000} = 47 \text{ N/mm}^2$$

a-a 断面の断面積 A は

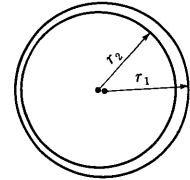


図 A3.3.4

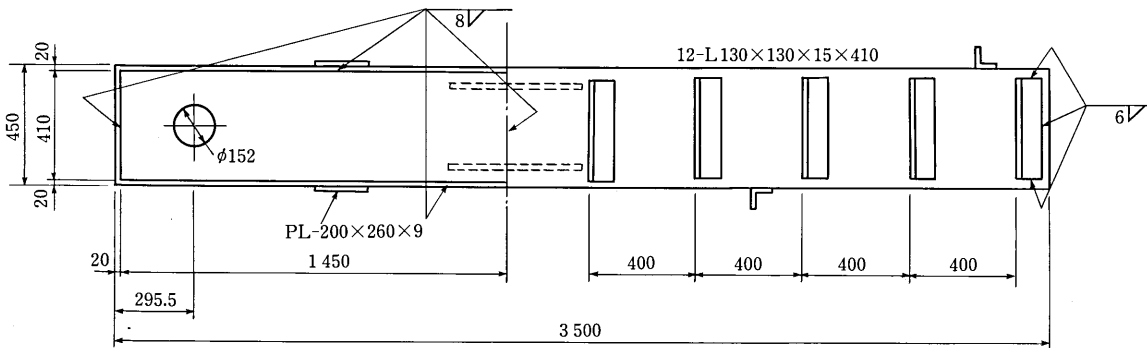
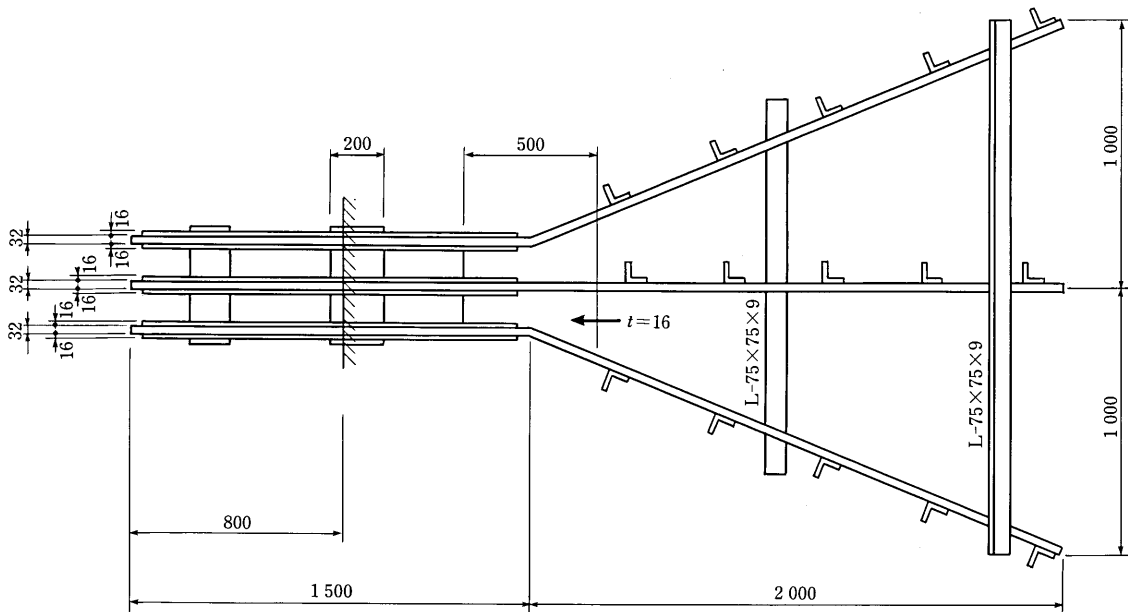


図 A3.3.5

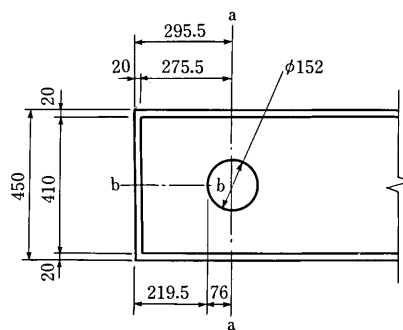


図 A3.3.6

$$A = 32 \times 450 + 2 \times 16 \times 410 = 27520 \text{ mm}^2$$

引張による応力 σ_2

$$\sigma_2 = \frac{S_c}{A} = \frac{2046000}{27520} = 74 \text{ N/mm}^2$$

合成応力度 σ

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma_2 \pm \sigma_1 = 74 \pm 47 \\ &= 27, 121 \text{ N/mm}^2 < 175 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

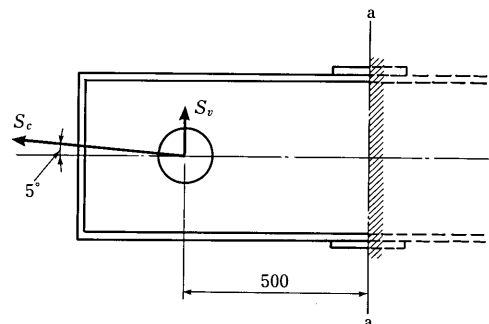


図 A3.3.7

(d) コンクリートの引き抜きの検討

中央フレーム

$$\text{支圧面積 } A_c = 130 \times 410 \times 5 = 2665 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_c = \frac{S_c}{A_c} = \frac{2046000}{266500} = 7.7 \text{ N/mm}^2 < 8.0 \text{ N/mm}^2$$

外側フレーム

$$\text{支圧面積 } A_c = 130 \times 410 \times 5 \times \frac{2000}{\sqrt{2000^2 + 1000^2}} = 2384 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_c = \frac{S_s}{A_c} = \frac{(1/2) \times 2423000}{238400} = 5.1 \text{ N/mm}^2 < 8.0 \text{ N/mm}^2$$

A3.4 吊金具

(1) 設計荷重

4.5.5 「吊金具」より本体自重のほかに 50%の不均等荷重を考
える。

吊金具 1 個が受け持つ荷重

$$P_V = 61.8 \times 1.5 \times 1/2 = 46.35 \text{ kN}$$

$$P_H = 46.35 \times \cot 60^\circ = 26.76 \text{ kN}$$

$$P = 46.35 \times \text{cosec } 60^\circ = 53.52 \text{ kN}$$

(2) 吊金具の形状寸法

4.5.5 「吊金具」により形状寸法の検討を行う。

吊金具の板厚

$$t_1 = \frac{2P(d - d_1)}{K_2 d d_1} = \frac{2 \times 53520 \times (40 - 26)}{20.6 \times 40 \times 36} = 14.4 \text{ mm}$$

$$t_2 = \frac{P}{2b\tau_a} = \frac{53520}{2 \times 40 \times 36} = 6.9 \text{ mm}$$

$$t_3 = \frac{3P}{2b\sigma_a} = \frac{3 \times 53520}{2 \times 40 \times 175} = 11.5 \text{ mm}$$

$$t_4 = \frac{P}{B \cdot \sigma_{ta}} \left(\sin \theta + \frac{6 \cos \theta \cdot h}{B} \right) = \frac{53520}{170 \times 175} \times \left(\frac{\sqrt{3}}{2} + \frac{6 \times 1/2 \times 90}{170} \right) = 4.5 \text{ mm}$$

板厚は 15 mm 以上であればよい。

(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 A3.4.4 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。

$$A = 16 \times 170 = 2720 \text{ mm}^2$$

$$I = 16 \times 170^3 / 12 = 6550666 \text{ mm}^4$$

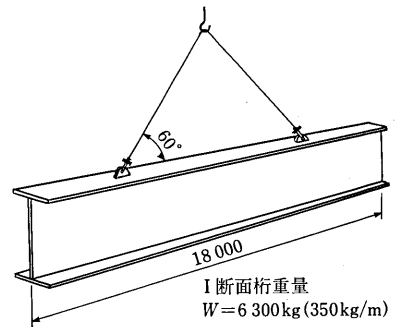


図 A3.4.1

板厚 (t) 16 mm
ピン孔径 (d) 40 mm
ピン径 (d₁) 36 mm

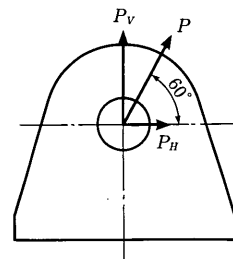


図 A3.4.2

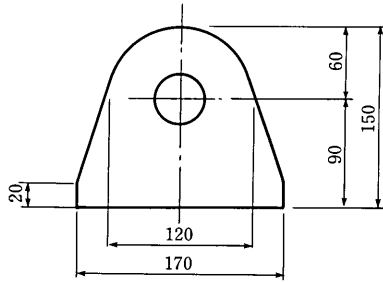


図 A3.4.3

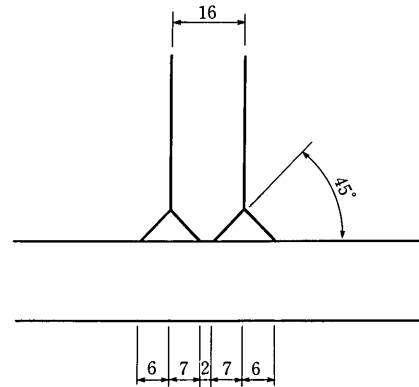


図 A3.4.4

$$M = P_H \cdot h = 26760 \times 90 = 2408400 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

曲げ応力度

$$\sigma = \frac{P_V}{A} \pm \frac{M}{I} \times B/2 = \frac{46350}{2720} \pm \frac{2408400}{6550666} \times 85 = \begin{matrix} 48.3 \\ -14.3 \end{matrix} \text{ N/mm}^2 < 175 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{P_H}{A} = \frac{26760}{2720} = 9.8 \text{ N/mm}^2 < 98 \text{ N/mm}^2$$

合成応力度

$$\sigma = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 = \left(\frac{48.3}{175} \right)^2 + \left(\frac{9.8}{98} \right)^2 = 0.09 < 1.2$$

(4) 本体溶接部の検討

4.4.2 「吊金具取付け部」により照査する。

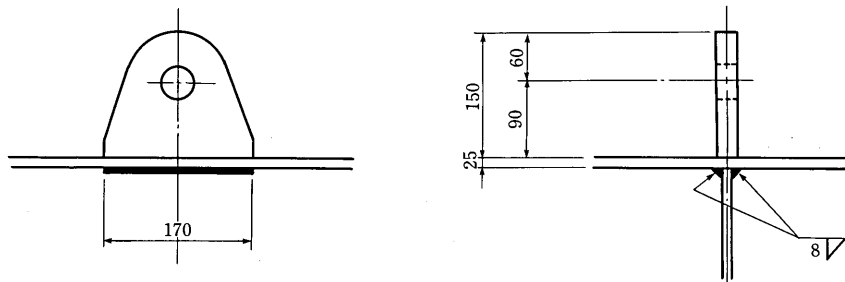


図 A3.4.5

$$a = 8.0 \times \frac{1}{\sqrt{2}} = 5.6 \text{ mm}$$

$$A = 2aB = 2 \times 5.6 \times 170 = 1900 \text{ mm}^2$$

$$I = \frac{1}{6} aB^3 = \frac{1}{6} \times 5.6 \times 170^3 = 4585466 \text{ mm}^4$$

曲げ応力度

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P_V}{A} \pm \frac{P_H \cdot h}{I} \cdot \frac{B}{2} \\ &= \frac{46350}{1900} \pm \frac{26760 \times 115}{4585466} \times \frac{170}{2} = 81.5 \text{ N/mm}^2, \quad -32.7 \text{ N/mm}^2 < 98 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{P_H}{A} = \frac{26\,760}{1\,900} = 14.1 \text{ N/mm}^2 < 98 \text{ N/mm}^2$$

合成応力度

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = \left(\frac{81.5}{98}\right)^2 + \left(\frac{14.1}{98}\right)^2 = 0.71 < 1.0$$