

1. 広告塔の概要

名 称 : 屋外広告塔設置工事
 建 設 地 : A B C 市中央区
 (地表面粗度区分 : I , 基準風速 : 36 m/s)
 構 造 : 鉄骨構造 (自立式 1 本柱形式)

2. 一般事項

(1) 使用材料及び許容応力度

使用材料の仕様と許容応力度を表1から表6に示す。

表1 鋼材の許容応力度 (kN/cm²)

鋼材の種類	基準強度F	長 期				短 期
		圧 縮 F/1.5	引 張 F/1.5	曲 げ F/1.5	せん断 F/1.5√3	
一般構造用鋼材 SS400	23.5	15.6	15.6	15.6	9.0	長期の1.5倍

表2 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

設計基準強度F _c (N/mm ²)	長 期		短 期
	圧 縮 F _c /3	せん断 F _c /30, (0.49 + F _c /100) 以下	
21	7.0	0.7	圧 縮 : 長期の2倍 せん断 : 長期の1.5倍

表3 コンクリートの許容付着応力度 (上端筋以外) (N/mm²)

	設計基準強度F _c (N/mm ²)	長 期 異形 : F _c /10, 1.35+(F _c /25) 以下 丸鋼 : 6F _c /100, 1.35以下	短 期
異形鉄筋		2.10	3.15
丸 鋼	21	1.26	1.89

表4 鉄筋の許容応力度 (kN/cm²)

鋼材の種類	長 期		短 期	
	引張・圧縮	せん断補強	引張・圧縮	せん断補強
異形棒鋼 SD295	19.5	19.5	29.5	29.5

表5 アンカーボルトの許容応力度 (kN/cm²)

ボルトの種類	長 期		短 期	
	引張り	せん断	引張り	せん断
アンカーボルト SS400, SNR400	15.6	9.0	23.5	13.5

表6 地盤の許容応力度 (kN/m²)

地盤の種類	長 期	短 期
砂質地盤	50	100

(2) 準拠する規準類

以下に示す法令及び関連規準類に準拠して、広告塔の構造計算を行う。

建築基準法・同施行令

日本建築学会 鋼構造設計規準

日本建築学会 建築基礎構造設計指針

日本建築学会 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説

3. 荷重

(1) 自重の算定

看板外装材（ステンレス板（厚さ1mm），単位質量：8kg/m²）

$$W1 = (8 \times 9.8) \times 2.5 \times 2 \times 2 / 1000 = 0.8 \quad (\text{kN})$$

看板下地材（アングル 75×75×6，単位質量：6.85kg/m）

$$W2 = (6.85 \times 9.8) \times 2.5 \times 5 \times 2 / 1000 = 1.7 \quad (\text{kN})$$

柱部材（角形鋼管 250×250×6.0，単位質量：45.2kg/m）

$$W3 = (45.2 \times 9.8) \times 7.4 / 1000 = 3.3 \quad (\text{kN})$$

その他部材（電気設備等，単位質量：10kg）

$$W4 = (10 \times 9.8) / 1000 = 0.1 \quad (\text{kN})$$

自重

$$W = W1 + W2 + W3 + W4 = 5.9 \quad (\text{kN})$$

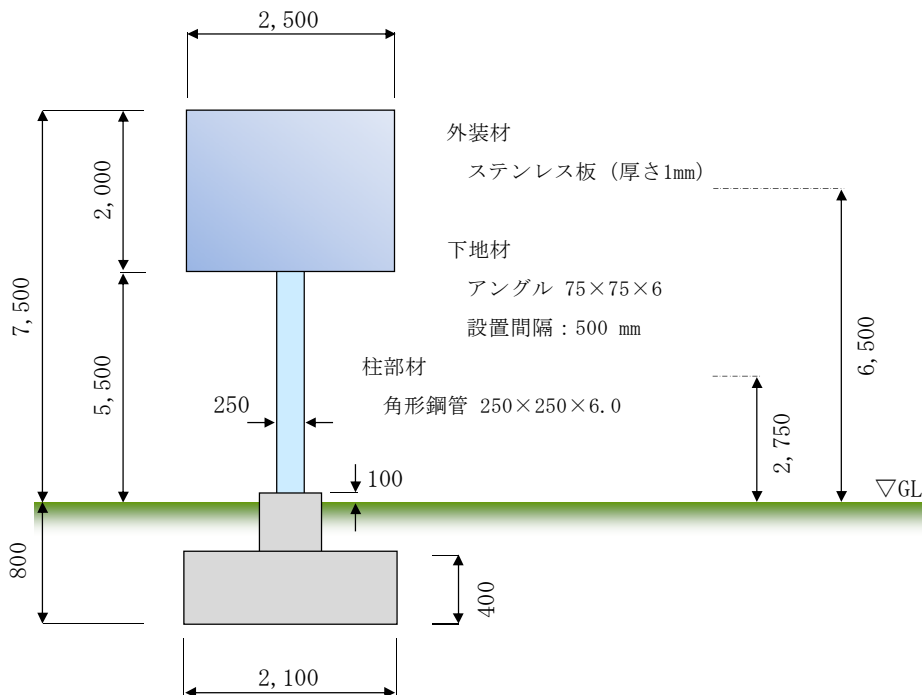


図1 広告塔の形状寸法と使用材料の概要図

(2) 風荷重の算定

1) 算定条件

建設場所の地域条件から、建築基準法施行令第87条に基づいて以下の数値を適用する。

地表面粗度区分： I

$$Z_b = 5 \text{ (m)}, \quad Z_G = 250 \text{ (m)}, \quad \alpha = 0.1$$

基準風速

$$V_o = 36 \text{ (m/s)}$$

広告塔の高さ

$$H = 7.5 \text{ (m)}$$

2) 速度圧の算定

平均風速の高さ方向の分布を表す係数

$H > Z_b$ の場合

$$E_r = 1.7 (H/Z_G)^\alpha = 1.7 (7.5/250)^{0.1} = 1.197$$

ガスト影響係数

高さが10m以下の場合

$$G_f = 2$$

速度圧

$$q = 0.6 E V_o^2 = 0.6 (E_r^2 G_f) V_o^2 = 0.6 \times (1.197^2 \times 2) \times 36^2 = 2228 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

3) 風力係数の算定

看板部分

地盤面からの高さ (高さ2/3の位置) $Z = 6.833 \text{ (m)}$

$$H > Z_b, \quad Z > Z_b \text{ の場合} \quad k_z = (Z/H)^{2\alpha} = (6.833/7.5)^{2 \times 0.1} = 0.982$$

$$\text{外圧係数} \quad C_{pe} = 0.8 k_z + 0.4 = 0.8 \times 0.982 + 0.4 = 1.186$$

$$\text{内圧係数} \quad C_{pi} = 0$$

$$\text{風力係数} \quad C_{f1} = C_{pe} - C_{pi} = 1.186 - 0 = 1.186$$

柱部分

地盤面からの高さ (高さ2/3の位置) $Z = 3.667 \text{ (m)}$

$$H > Z_b, \quad Z \leq Z_b \text{ の場合} \quad k_z = (Z_b/H)^{2\alpha} = (5/7.5)^{2 \times 0.1} = 0.922$$

$$\text{外圧係数} \quad C_{pe} = 0.8 k_z + 0.4 = 0.8 \times 0.922 + 0.4 = 1.138$$

$$\text{内圧係数} \quad C_{pi} = 0$$

$$\text{風力係数} \quad C_{f2} = C_{pe} - C_{pi} = 1.138 - 0 = 1.138$$

4) 風圧力の算定

$$\text{看板部分} \quad p_1 = q \cdot C_{f1} = (2228/1000) \times 1.186 = 2.642 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{柱部分} \quad p_2 = q \cdot C_{f2} = (2228/1000) \times 1.138 = 2.535 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) 水平荷重の算定

1) 風荷重

$$\begin{aligned}\text{看板部分} \quad H1 &= p1 \cdot A1 = 2.642 \times (2.5 \times 2) = 13.2 & (\text{kN}) \\ \text{柱部分} \quad H2 &= p2 \cdot A2 = 2.535 \times (0.25 \times 5.4) = 3.4 & (\text{kN}) \\ \text{風荷重} \quad H &= H1 + H2 = 16.6 & (\text{kN})\end{aligned}$$

2) 地震荷重

$$\begin{aligned}\text{地震地域係数} \quad Z &= 1.1 & (\text{安全側に設定する}) \\ \text{水平震度} \quad kz &= 0.5Z = 0.5 \times 1.1 = 0.55 \\ \text{看板部分} \quad H1 &= kz (W1+W2+W4) = 0.55 \times 2.6 = 1.4 & (\text{kN}) \\ \text{柱部分} \quad H2 &= kz \cdot W3 = 0.55 \times 3.3 = 1.8 \\ \text{地震荷重} \quad H &= H1 + H2 = 3.2 & (\text{kN}) \leq \text{風荷重}\end{aligned}$$

(4) 曲げモーメントの算定

1) 基礎上端に作用する曲げモーメント

$$\begin{aligned}\text{看板部分} \quad M1 &= 13.2 \times 6.4 = 84.5 & (\text{kNm}) \\ \text{柱部分} \quad M2 &= 3.4 \times 2.65 = 9 & (\text{kNm}) \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= 84.5 + 9 = 93.5 & (\text{kNm})\end{aligned}$$

4. 部材の検討

(1) 柱部材

柱部材：角形鋼管 250×250×6.0

$$\begin{aligned}\text{断面積} \quad A &= 57.63 & (\text{cm}^2) \\ \text{断面係数} \quad Z &= 454 & (\text{cm}^3) \\ \text{断面2次半径} \quad i &= 9.92 & (\text{cm}) \\ \text{座屈長さ} \quad Lk &= 2 \times 540 = 1080 & (\text{cm}) \\ \text{細長比} \quad \lambda &= Lk/i = 1080/9.92 = 108.9 \\ \text{限界細長比} \quad \Lambda &= (\pi^2 E/0.6F)^{0.5} = \{(3.14^2 \times 20500)/(0.6 \times 23.5)\}^{0.5} = 119.7\end{aligned}$$

許容圧縮応力度（長期）

$$\begin{aligned}\lambda \leq \Lambda \text{ の場合} \quad f_c &= \{1 - 0.4(\lambda/\Lambda)^2\} F / \gamma = \{1 - 0.4(108.9/119.7)^2\} 23.5/2.05 = 7.7 & (\text{kN/cm}^2) \\ \gamma &= (3/2) + (2/3)(\lambda/\Lambda)^2 = (3/2) + (2/3) \times (108.9/119.7)^2 = 2.05\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{軸力（自重）} \quad W &= 5.9 & (\text{kN}) \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= 93.5 & (\text{kNm})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c &= W/A = 5.9/57.63 = 0.1 & (\text{kN/cm}^2) \\ \text{曲げ応力度} \quad \sigma_b &= M/Z = 93.5 \times 100/454 = 20.6 & (\text{kN/cm}^2)\end{aligned}$$

$$(\sigma_c/f_c) + (\sigma_b/f_b) = \{0.1/(7.7 \times 1.5)\} + (20.6/23.5) = 0.89 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

(2) 水平部材

1) 水平部材：アングル 75×75×6

断面係数 $Z = 8.47 \quad (\text{cm}^3)$

荷重負担幅 $hw = 500 \quad (\text{mm})$

風圧荷重 $w = 2.642 \times 0.5 = 1.3 \quad (\text{kN/m})$

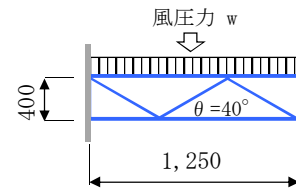


図2 水平部材（平面図）

風圧荷重は斜材を介して伝達されるため、2本の水平部材によって支持される。

曲げモーメント $M = (1.3 \times 1.25/2) \times (1.25/2) = 0.5 \quad (\text{kNm})$

曲げ応力度 $\sigma_b = M/Z = 0.5 \times 100/8.47 = 5.9 \leq 23.5 \quad (\text{kN/cm}^2) \quad \text{OK}$

2) 斜材：アングル 25×25×3

断面積 $A = 1.427 \quad (\text{cm}^2)$

断面係数 $Z = 0.448 \quad (\text{cm}^3)$

断面2次半径 $i = 0.747 \quad (\text{cm})$

座屈長さ $L_k = 40/\sin 40^\circ = 62 \quad (\text{cm})$

細長比 $\lambda = L_k/i = 62/0.747 = 83$

限界細長比 $\Lambda = (\pi^2 E / 0.6 F)^{0.5} = \{(3.14^2 \times 20500) / (0.6 \times 23.5)\}^{0.5} = 119.7$

許容圧縮応力度（長期）

$\lambda \leq \Lambda$ の場合 $f_c = \{1 - 0.4(\lambda/\Lambda)^2\} F / \gamma = \{1 - 0.4(83/119.7)^2\} 23.5 / 1.82 = 10.4 \quad (\text{kN/cm}^2)$
 $\gamma = (3/2) + (2/3)(\lambda/\Lambda)^2 = (3/2) + (2/3) \times (83/119.7)^2 = 1.82$

軸力 $W = (1.3/2) \times 1.25/\sin 40^\circ = 1.3 \quad (\text{kN})$

圧縮応力度 $\sigma_c = W/A = 1.3/1.427 = 0.9 \leq 10.4 \times 1.5 \quad (\text{kN/cm}^2) \quad \text{OK}$

(3) 基礎

1) 基礎底面に作用する曲げモーメント

$$M' = 93.5 + 16.6 \times 0.9 = 108.4 \quad (\text{kNm})$$

2) 基礎底面に作用する軸方向圧縮力

$$\text{基礎と土の単位容積重量} \quad 20 \quad (\text{kN/m}^3)$$

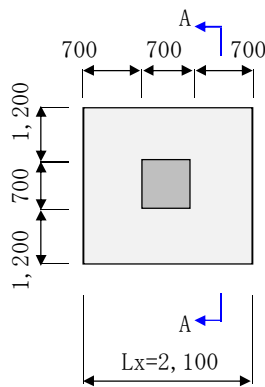
$$\text{コンクリートの単位容積重量} \quad 24 \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$\text{看板部自重} \quad N_1 = 5.9 \quad (\text{kN})$$

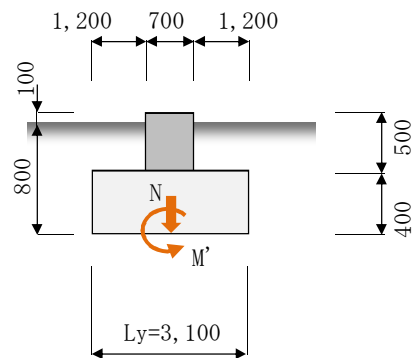
$$\text{基礎自重} \quad N_2 = 2.1 \times 3.1 \times 0.8 \times 20 = 104.2 \quad (\text{kN})$$

$$\text{根巻自重} \quad N_3 = 0.7 \times 0.7 \times 0.1 \times 24 = 1.2 \quad (\text{kN})$$

$$\text{軸方向圧縮力 } N = N_1 + N_2 + N_3 = 111.3 \quad (\text{kN})$$



(a) 平面図



(b) A-A断面図

図3 基礎の形状寸法

3) 地耐力の検証

$$\begin{aligned} \text{偏心距離} \quad e &= M' / N = 108.4 / 111.3 = 0.97 \quad \geq \quad Ly/6 = 3.1/6 = 0.52 \quad (\text{m}) \\ &\leq \quad Ly/3 = 3.1/3 = 1.03 \quad (\text{m}) \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$\text{接地圧倍率} \quad \alpha = 2 / \{3 \times (0.5 - e/Ly)\} = 2 / \{3 \times (0.5 - 0.97/3.1)\} = 3.56$$

$$\text{長期地耐力} \quad \sigma_e = N/A = 111.3 / (2.1 \times 3.1) = 17.1 \quad \leq \quad 50 \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{OK}$$

$$\text{短期地耐力} \quad \sigma_e = \alpha \cdot N/A = 3.56 \times 111.3 / (2.1 \times 3.1) = 60.9 \quad \leq \quad 100 \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{OK}$$

4) 基礎転倒に対する検証

$$\text{転倒モーメント} \quad M' = 108.4 \quad (\text{kNm})$$

$$\text{抵抗モーメント} \quad rM = 111.3 \times 1.55 = 172.5 \quad (\text{kNm})$$

転倒に対する安全率

$$rM/M' = 172.5 / 108.4 = 1.59 \quad \geq \quad 1.5 \quad \text{OK}$$

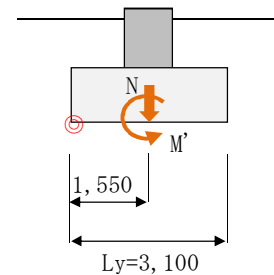


図4 基礎の転倒モーメント

5) ベース筋

有効せい $d = 400 - 80 = 320$ (mm)
 応力中心距離 $j = (7/8)d = 280$ (mm)

中立軸までの距離 $x_n = 3(L_y/2 - e)$
 $= 3 \times (3.1/2 - 0.97) = 1.74$ (m)

算定位置の接地圧 $\sigma_f = \sigma_e(x_n - x_f)/x_n$
 $= 60.9 \times (1.74 - 1.2)/1.74 = 18.9$ (kN/m²)

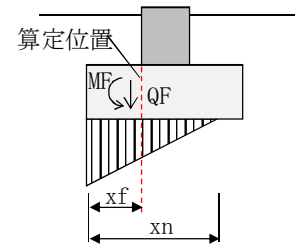


図5 基礎の接地圧

せん断力 $QF = (\sigma_e + \sigma_f)L_x \cdot x_f/2 = (60.9 + 18.9) \times 2.1 \times 1.2/2 = 100.5$ (kN)
 せん断応力 $\tau = QF/L_x \cdot j = 100.5 \times 1000/(2100 \times 280) = 0.17 \leq 1.05$ (N/mm²) OK

曲げモーメント $MF = \sigma_f \cdot L_x(x_f/2) + (\sigma_e - \sigma_f)L_x(2x_f/3)$
 $= 18.9 \times 2.1 \times (1.2/2) + (60.9 - 18.9) \times 2.1 \times (2 \times 1.2/3) = 94.4$ (kNm)

必要鉄筋量 $a_t = MF/(f_t \cdot j) = 94.4 \times 100/(29.5 \times 28) = 11.4$ (cm²)

主筋本数 D13 (断面積: 1.267cm², 周長: 4cm)
 本数: $n = 11.4/1.267 = 9$ (本)
 鉄筋間隔が250mm以下となるように配置する。
 短辺方向: 10-D13 $a_t = 12.67$ (cm²)
 長辺方向: 14-D13 $a_t = 17.74$ (cm²)

付着応力度 $\tau = QF/\Sigma \phi \cdot j = 100500/(40 \times 10 \times 280) = 0.9 \leq 3.15$ (N/mm²) OK

6) 柱部の主筋

柱上端に作用する荷重

曲げモーメント $M = 93.5$ (kNm)

せん断力 $Q = 16.6$ (kN)

柱に作用する曲げモーメント

$M' = 93.5 + 16.6 \times 0.5 = 101.8$ (kNm)

有効せい $d = 640$ (mm)

応力中心距離 $j = (7/8)d = 560$ (mm)

主筋全鉄筋量 (最小鉄筋比0.8%) $A_c = 70 \times 70 \times 0.008 = 39.2$ (cm²)

引張鉄筋量 $a_t = M'/(f_t \cdot j) = 101.8 \times 100/(29.5 \times 56) = 6.2$ (cm²)

主筋本数 D19 (断面積: 2.865cm²)

全本数 $n = 39.2/2.865 = 14$ (本)

引張本数 $n = 6.2/2.865 = 3 \rightarrow 5$ (本)

柱主筋: 16-D19 $A_c = 45.8$ (cm²) ≥ 39.2 (cm²) OK

せん断力 $\tau = Q/bj = 16.6 \times 1000/(700 \times 560) = 0.04 \leq 1.05$ (kN/m²) OK

せん断補強筋 (最小鉄筋比0.2%)

D10 (断面積: 0.7133cm²), 間隔100mm

$p_w = (0.7133 \times 2)/(70 \times 10) = 0.002 \geq 0.002$ OK

(4) 柱脚部

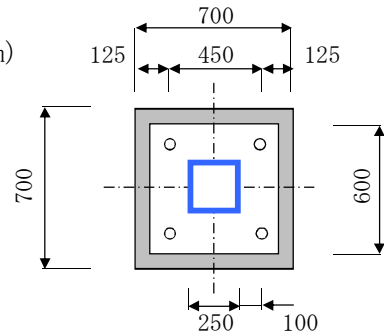
1) アンカーボルト

アンカーボルト 4 - M27 (有効断面積A : 4.59cm^2 , 軸径 : 2.485cm)

曲げモーメント $M = 93.5$ (kNm)

せん断力 $Q = 16.6$ (kN)

ボルト間隔 $L = 450$ (mm)



アンカーボルトのせん断力応力度

$$\tau = Q/A = 16.6 / (4.59 \times 4) = 0.9 \quad (\text{kN}/\text{cm}^2)$$

図6 ベースプレートの形状寸法

せん断力を受ける場合の許容引張応力度 (長期)

$$f_{ts} = 1.4f_t - 1.6\tau = 1.4 \times 15.6 - 1.6 \times 0.9 = 20.4 \rightarrow 15.6 \quad (\text{kN}/\text{cm}^2)$$

アンカーボルト1本あたりの引張力

$$T = (M/L) / 2 = (93.5 / 0.45) / 2 = 103.9 \quad (\text{kN})$$

アンカーボルトの引張応力度 (短期)

$$\sigma_b = T/A = 103.9 / 4.59 = 22.6 \leq 23.5 \quad (\text{kN}/\text{cm}^2) \quad \text{OK}$$

定着長さ

定着長さはアンカーボルト径の20倍 (540mm) 以上とし、定着金物またはフック付きとする。

$$L_a = T / \phi \cdot f_a = 103.9 \times 1000 / (3.14 \times 24.85 \times 1.89) = 705 \rightarrow 800 \quad (\text{mm})$$

2) ベースプレート

ベースプレート $600 \times 600 \times t38$ (mm)

アンカーボルト引張力

$$P = f_t \cdot A = 23.5 \times 4.59 = 107.9 \quad (\text{kN})$$

曲げモーメント

$$M = 107.9 \times 10 = 1079 \quad (\text{kNcm})$$

断面係数

$$Z = 20 \times 3.8^2 / 6 = 48.1 \quad (\text{cm}^3)$$

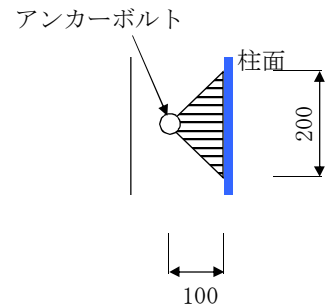


図7 ベースプレートの応力

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma = M/Z = 1079 / 48.1 = 22.4 \leq 23.5 \quad (\text{kN}/\text{cm}^2) \quad \text{OK}$$

1. 広告塔の概要

名 称 : 屋外広告塔設置工事
 建 設 地 : A B C 市中央区
 (地表面粗度区分 : I , 基準風速 : 36 m/s)
 構 造 : 鉄骨構造 (自立式 1 本柱形式)

2. 一般事項

(1) 使用材料及び許容応力度

使用材料の仕様と許容応力度を表1から表6に示す。

表1 鋼材の許容応力度 (kN/cm²)

鋼材の種類	基準強度F	長 期				短 期
		圧 縮 F/1.5	引 張 F/1.5	曲 げ F/1.5	せん断 F/1.5√3	
一般構造用鋼材 SS400	23.5	15.6	15.6	15.6	9.0	長期の1.5倍

表2 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

設計基準強度F _c (N/mm ²)	長 期		短 期
	圧 縮 F _c /3	せん断 F _c /30, (0.49 + F _c /100) 以下	
21	7.0	0.7	圧 縮 : 長期の2倍 せん断 : 長期の1.5倍

表3 コンクリートの許容付着応力度 (上端筋以外) (N/mm²)

	設計基準強度F _c (N/mm ²)	長 期	短 期
		異形 : F _c /10, 1.35+(F _c /25) 以下 丸鋼 : 6F _c /100, 1.35以下	
異形鉄筋	21	2.10	3.15
丸 鋼		1.26	1.89

表4 鉄筋の許容応力度 (kN/cm²)

鋼材の種類	長 期		短 期	
	引張・圧縮	せん断補強	引張・圧縮	せん断補強
異形棒鋼 SD295	19.5	19.5	29.5	29.5

表5 アンカーボルトの許容応力度 (kN/cm²)

ボルトの種類	長 期		短 期	
	引張り	せん断	引張り	せん断
アンカーボルト SS400, SNR400	15.6	9.0	23.5	13.5

表6 地盤の許容応力度 (kN/m²)

地盤の種類	長 期	短 期
砂質地盤	50	100

(2) 準拠する規準類

以下に示す法令及び関連規準類に準拠して、広告塔の構造計算を行う。

建築基準法・同施行令

日本建築学会 鋼構造設計規準

日本建築学会 建築基礎構造設計指針

日本建築学会 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説

3. 荷重

(1) 自重の算定

看板外装材（ステンレス板（厚さ1mm），単位質量：8kg/m²）

$$W1 = (8 \times 9.8) \times 2.5 \times 2 \times 2 / 1000 = 0.8 \quad (\text{kN})$$

看板下地材（アングル 75×75×6，単位質量：6.85kg/m）

$$W2 = (6.85 \times 9.8) \times 2.5 \times 5 \times 2 / 1000 = 1.7 \quad (\text{kN})$$

柱部材（角形鋼管 250×250×6.0，単位質量：45.2kg/m）

$$W3 = (45.2 \times 9.8) \times 7.4 / 1000 = 3.3 \quad (\text{kN})$$

その他部材（電気設備等，単位質量：10kg）

$$W4 = (10 \times 9.8) / 1000 = 0.1 \quad (\text{kN})$$

自重

$$W = W1 + W2 + W3 + W4 = 5.9 \quad (\text{kN})$$

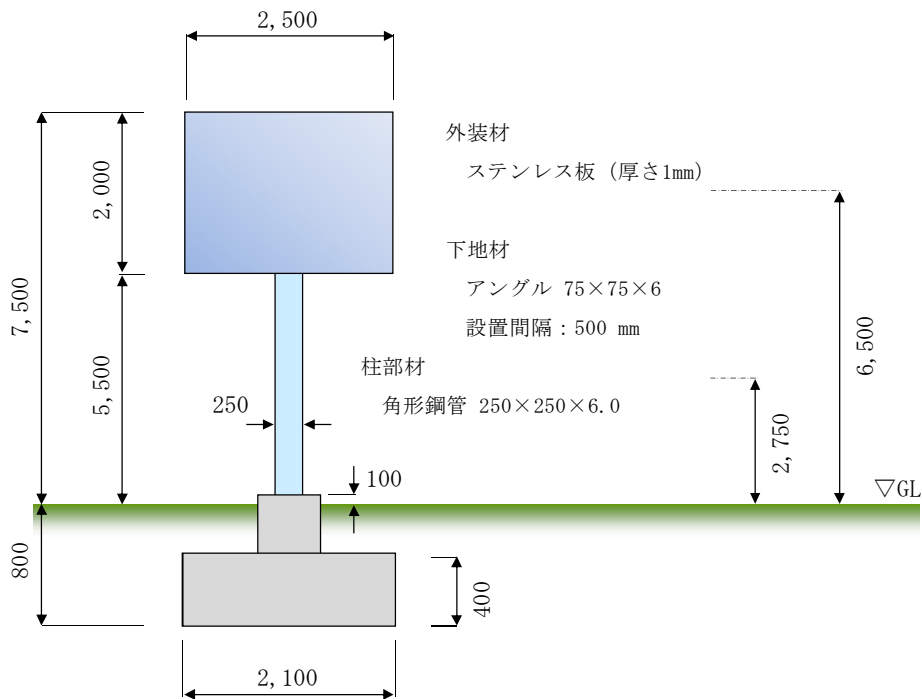


図1 広告塔の形状寸法と使用材料の概要図

(2) 風荷重の算定

1) 算定条件

建設場所の地域条件から、建築基準法施行令第87条に基づいて以下の数値を適用する。

地表面粗度区分： I

$$Z_b = 5 \text{ (m)}, \quad Z_G = 250 \text{ (m)}, \quad \alpha = 0.1$$

基準風速

$$V_o = 36 \text{ (m/s)}$$

広告塔の高さ

$$H = 7.5 \text{ (m)}$$

2) 速度圧の算定

平均風速の高さ方向の分布を表す係数

$H > Z_b$ の場合

$$E_r = 1.7 (H/Z_G)^\alpha = 1.7 (7.5/250)^{0.1} = 1.197$$

ガスト影響係数

高さが10m以下の場合

$$G_f = 2$$

速度圧

$$q = 0.6 E V_o^2 = 0.6 (E_r^2 G_f) V_o^2 = 0.6 \times (1.197^2 \times 2) \times 36^2 = 2228 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

3) 風力係数の算定

看板部分

地盤面からの高さ (高さ2/3の位置) $Z = 6.833 \text{ (m)}$

$$H > Z_b, \quad Z > Z_b \text{ の場合} \quad k_z = (Z/H)^{2\alpha} = (6.833/7.5)^{2 \times 0.1} = 0.982$$

$$\text{外圧係数} \quad C_{pe} = 0.8 k_z + 0.4 = 0.8 \times 0.982 + 0.4 = 1.186$$

$$\text{内圧係数} \quad C_{pi} = 0$$

$$\text{風力係数} \quad C_{f1} = C_{pe} - C_{pi} = 1.186 - 0 = 1.186$$

柱部分

地盤面からの高さ (高さ2/3の位置) $Z = 3.667 \text{ (m)}$

$$H > Z_b, \quad Z \leq Z_b \text{ の場合} \quad k_z = (Z_b/H)^{2\alpha} = (5/7.5)^{2 \times 0.1} = 0.922$$

$$\text{外圧係数} \quad C_{pe} = 0.8 k_z + 0.4 = 0.8 \times 0.922 + 0.4 = 1.138$$

$$\text{内圧係数} \quad C_{pi} = 0$$

$$\text{風力係数} \quad C_{f2} = C_{pe} - C_{pi} = 1.138 - 0 = 1.138$$

4) 風圧力の算定

$$\text{看板部分} \quad p_1 = q \cdot C_{f1} = (2228/1000) \times 1.186 = 2.642 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{柱部分} \quad p_2 = q \cdot C_{f2} = (2228/1000) \times 1.138 = 2.535 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) 水平荷重の算定

1) 風荷重

$$\begin{aligned} \text{看板部分} \quad H1 &= p1 \cdot A1 = 2.642 \times (2.5 \times 2) = 13.2 & (\text{kN}) \\ \text{柱部分} \quad H2 &= p2 \cdot A2 = 2.535 \times (0.25 \times 5.4) = 3.4 & (\text{kN}) \\ \text{風荷重} \quad H &= H1 + H2 = 16.6 & (\text{kN}) \end{aligned}$$

2) 地震荷重

$$\begin{aligned} \text{地震地域係数} \quad Z &= 1.2 & (\text{安全側に設定する}) \\ \text{水平震度} \quad kz &= 0.5Z = 0.5 \times 1.2 = 0.6 \\ \text{看板部分} \quad H1 &= kz (W1+W2+W4) = 0.6 \times 2.6 = 1.6 & (\text{kN}) \\ \text{柱部分} \quad H2 &= kz \cdot W3 = 0.6 \times 3.3 = 2 \\ \text{地震荷重} \quad H &= H1 + H2 = 3.6 & (\text{kN}) \leq \text{風荷重} \end{aligned}$$

(4) 曲げモーメントの算定

1) 基礎上端に作用する曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{看板部分} \quad M1 &= 13.2 \times 6.4 = 84.5 & (\text{kNm}) \\ \text{柱部分} \quad M2 &= 3.4 \times 2.65 = 9 & (\text{kNm}) \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= 84.5 + 9 = 93.5 & (\text{kNm}) \end{aligned}$$

4. 部材の検討

(1) 柱部材

柱部材：角形鋼管 250×250×6.0

$$\begin{aligned} \text{断面積} \quad A &= 57.63 & (\text{cm}^2) \\ \text{断面係数} \quad Z &= 454 & (\text{cm}^3) \\ \text{断面2次半径} \quad i &= 9.92 & (\text{cm}) \\ \text{座屈長さ} \quad Lk &= 2 \times 540 = 1080 & (\text{cm}) \\ \text{細長比} \quad \lambda &= Lk/i = 1080/9.92 = 108.9 \\ \text{限界細長比} \quad \Lambda &= (\pi^2 E / 0.6F)^{0.5} = \{(3.14^2 \times 20500) / (0.6 \times 23.5)\}^{0.5} = 119.7 \end{aligned}$$

許容圧縮応力度（長期）

$$\begin{aligned} \lambda \leq \Lambda \text{ の場合} \quad f_c &= \{1 - 0.4(\lambda / \Lambda)^2\} F / \gamma = \{1 - 0.4(108.9/119.7)^2\} 23.5 / 2.05 = 7.7 & (\text{kN/cm}^2) \\ \gamma &= (3/2) + (2/3)(\lambda / \Lambda)^2 = (3/2) + (2/3) \times (108.9/119.7)^2 = 2.05 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{軸力（自重）} \quad W &= 5.9 & (\text{kN}) \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= 93.5 & (\text{kNm}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力度} \quad \sigma_c &= W/A = 5.9/57.63 = 0.1 & (\text{kN/cm}^2) \\ \text{曲げ応力度} \quad \sigma_b &= M/Z = 93.5 \times 100/454 = 20.6 & (\text{kN/cm}^2) \end{aligned}$$

$$(\sigma_c / f_c) + (\sigma_b / f_b) = \{0.1 / (7.7 \times 1.5)\} + (20.6 / 23.5) = 0.89 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

(2) 水平部材

1) 水平部材：アングル 75×75×6

断面係数 $Z = 8.47 \quad (\text{cm}^3)$

荷重負担幅 $hw = 500 \quad (\text{mm})$

風圧荷重 $w = 2.642 \times 0.5 = 1.3 \quad (\text{kN/m})$

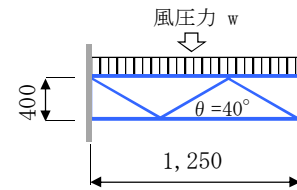


図2 水平部材（平面図）

風圧荷重は斜材を介して伝達されるため、2本の水平部材によって支持される。

曲げモーメント $M = (1.3 \times 1.25/2) \times (1.25/2) = 0.5 \quad (\text{kNm})$

曲げ応力度 $\sigma_b = M/Z = 0.5 \times 100/8.47 = 5.9 \leq 23.5 \quad (\text{kN/cm}^2) \quad \text{OK}$

2) 斜材：アングル 25×25×3

断面積 $A = 1.427 \quad (\text{cm}^2)$

断面係数 $Z = 0.448 \quad (\text{cm}^3)$

断面2次半径 $i = 0.747 \quad (\text{cm})$

座屈長さ $L_k = 40/\sin 40^\circ = 62 \quad (\text{cm})$

細長比 $\lambda = L_k/i = 62/0.747 = 83$

限界細長比 $\Lambda = (\pi^2 E / 0.6 F)^{0.5} = \{(3.14^2 \times 20500) / (0.6 \times 23.5)\}^{0.5} = 119.7$

許容圧縮応力度（長期）

$\lambda \leq \Lambda$ の場合 $f_c = \{1 - 0.4(\lambda/\Lambda)^2\} F / \gamma = \{1 - 0.4(83/119.7)^2\} 23.5 / 1.82 = 10.4 \quad (\text{kN/cm}^2)$
 $\gamma = (3/2) + (2/3)(\lambda/\Lambda)^2 = (3/2) + (2/3) \times (83/119.7)^2 = 1.82$

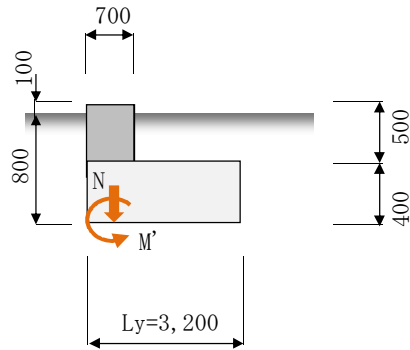
軸力 $W = (1.3/2) \times 1.25/\sin 40^\circ = 1.3 \quad (\text{kN})$

圧縮応力度 $\sigma_c = W/A = 1.3/1.427 = 0.9 \leq 10.4 \times 1.5 \quad (\text{kN/cm}^2) \quad \text{OK}$

1) 基礎底面に作用する曲げモーメント

基礎偏心による曲げモーメント $M_2 = 5.9 \times (3.2 - 0.7) / 2 = 7.4$ (kNm)

基礎底面に作用する軸方向圧縮力

コンクリートの単位容積重量 24 (kN/m³)
$$\text{軸方向壓縮力 } N = N_1 + N_2 + N_3 = 114.6 \quad (\text{kN})$$


(b) A-A断面図

図3 基礎の形状寸法

$$\leq \quad \text{Ly}/3 = 3.2/3 = 1.07 \quad (\text{m}) \quad \text{OK}$$

接地压倍率 (短期) $\alpha_2 = 2 / \{3 \times (0.5 - e_2 / L_y)\} = 2 / \{3 \times (0.5 - 1.01 / 3.2)\} = 3.62$

短期地耐力 $\sigma_e = \alpha_2 \cdot N/A = 3.62 \times 114.6 / (2.1 \times 3.2) = 61.7 \leq 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{OK}$

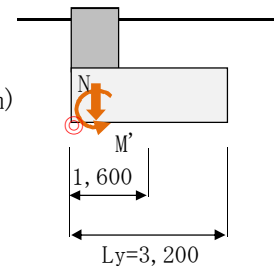
$$rM/M' = 174.5/115.8 = 1.51 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$


図4 基礎の転倒モーメント

5) ベース筋

有効せい $d = 400 - 80 = 320$ (mm)
 応力中心距離 $j = (7/8)d = 280$ (mm)

中立軸までの距離 $x_n = 3(L_y/2 - e)$
 $= 3 \times (3.2/2 - 1.01) = 1.77$ (m)

算定位置の接地圧 $\sigma_f = \sigma_e(x_n - x_f)/x_n$
 $= 61.7 \times (1.77 - 0.7)/1.77 = 37.3$ (kN/m²)

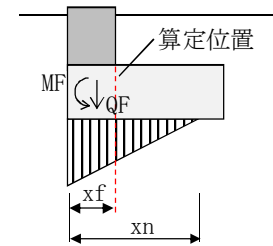


図5 基礎の接地圧

せん断力 $QF = (\sigma_e + \sigma_f)L_x \cdot x_f/2 = (61.7 + 37.3) \times 2.1 \times 0.7/2 = 72.8$ (kN)
 せん断応力 $\tau = QF/L_x \cdot j = 72.8 \times 1000/(2100 \times 280) = 0.12 \leq 1.05$ (N/mm²) OK

曲げモーメント $MF = \sigma_f \cdot L_x(x_f/2) + (\sigma_e - \sigma_f)L_x(2x_f/3)$
 $= 37.3 \times 2.1 \times (0.7/2) + (61.7 - 37.3) \times 2.1 \times (2 \times 0.7/3) = 51.3$ (kNm)

必要鉄筋量 $a_t = MF/(f_t \cdot j) = 51.3 \times 100/(29.5 \times 28) = 6.2$ (cm²)

主筋本数 D13 (断面積: 1.267cm², 周長: 4cm)
 本数: $n = 6.2/1.267 = 5$ (本)
 鉄筋間隔が250mm以下となるように配置する。
 短辺方向: 9-D13 $a_t = 11.4$ (cm²)
 長辺方向: 14-D13 $a_t = 17.74$ (cm²)

付着応力度 $\tau = QF/\Sigma \phi \cdot j = 72800/(40 \times 9 \times 280) = 0.7 \leq 3.15$ (N/mm²) OK

6) 柱部の主筋

柱上端に作用する荷重

曲げモーメント $M = 93.5$ (kNm)

せん断力 $Q = 16.6$ (kN)

柱に作用する曲げモーメント

$M' = 93.5 + 16.6 \times 0.5 = 101.8$ (kNm)

有効せい $d = 640$ (mm)

応力中心距離 $j = (7/8)d = 560$ (mm)

主筋全鉄筋量 (最小鉄筋比0.8%) $A_c = 70 \times 70 \times 0.008 = 39.2$ (cm²)

引張鉄筋量 $a_t = M'/(f_t \cdot j) = 101.8 \times 100/(29.5 \times 56) = 6.2$ (cm²)

主筋本数 D19 (断面積: 2.865cm²)

全本数 $n = 39.2/2.865 = 14$ (本)

引張本数 $n = 6.2/2.865 = 3 \rightarrow 5$ (本)

柱主筋: 16-D19 $A_c = 45.8$ (cm²) ≥ 39.2 (cm²) OK

せん断力 $\tau = Q/bj = 16.6 \times 1000/(700 \times 560) = 0.04 \leq 1.05$ (kN/m²) OK

せん断補強筋 (最小鉄筋比0.2%)

D10 (断面積: 0.7133cm²), 間隔100mm

$p_w = (0.7133 \times 2)/(70 \times 10) = 0.002 \geq 0.002$ OK

(4) 柱脚部

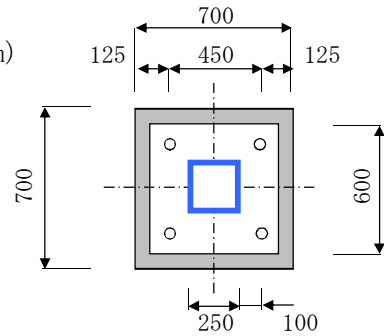
1) アンカーボルト

アンカーボルト 4 - M27 (有効断面積A : 4.59cm^2 , 軸径 : 2.485cm)

曲げモーメント $M = 93.5$ (kNm)

せん断力 $Q = 16.6$ (kN)

ボルト間隔 $L = 450$ (mm)



アンカーボルトのせん断力応力度

$$\tau = Q/A = 16.6 / (4.59 \times 4) = 0.9 \quad (\text{kN/cm}^2)$$

図6 ベースプレートの形状寸法

せん断力を受ける場合の許容引張応力度 (長期)

$$f_{ts} = 1.4f_t - 1.6\tau = 1.4 \times 15.6 - 1.6 \times 0.9 = 20.4 \rightarrow 15.6 \quad (\text{kN/cm}^2)$$

アンカーボルト1本あたりの引張力

$$T = (M/L) / 2 = (93.5 / 0.45) / 2 = 103.9 \quad (\text{kN})$$

アンカーボルトの引張応力度 (短期)

$$\sigma_b = T/A = 103.9 / 4.59 = 22.6 \leq 23.5 \quad (\text{kN/cm}^2) \quad \text{OK}$$

定着長さ

定着長さはアンカーボルト径の20倍 (540mm) 以上とし、定着金物またはフック付きとする。

$$L_a = T / \phi \cdot f_a = 103.9 \times 1000 / (3.14 \times 24.85 \times 1.89) = 705 \rightarrow 800 \quad (\text{mm})$$

2) ベースプレート

ベースプレート $600 \times 600 \times t38$ (mm)

アンカーボルト引張力

$$P = f_t \cdot A = 23.5 \times 4.59 = 107.9 \quad (\text{kN})$$

曲げモーメント

$$M = 107.9 \times 10 = 1079 \quad (\text{kNcm})$$

断面係数

$$Z = 20 \times 3.8^2 / 6 = 48.1 \quad (\text{cm}^3)$$

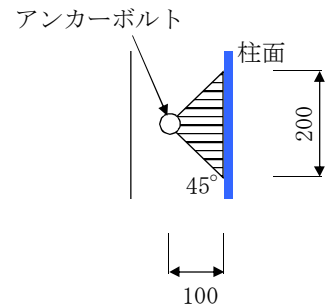


図7 ベースプレートの応力

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma = M/Z = 1079 / 48.1 = 22.4 \leq 23.5 \quad (\text{kN/cm}^2) \quad \text{OK}$$