

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 2 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	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（鋼管 φ216.3×t7.0，単位質量：36.1kg/m）

$$W3 = (36.1 \times 9.8) \times 7.4 \times 2 / 1000 = 5.2 \quad (\text{kN})$$

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

$$W = W1 + W2 + W3 + W4 = 7.8 \quad (\text{kN})$$

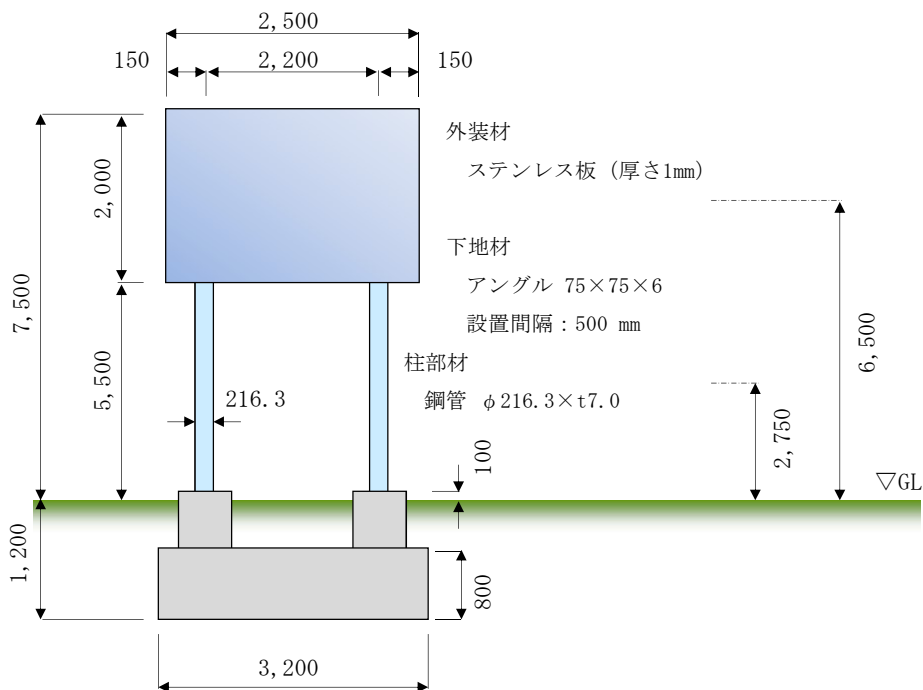


図1 広告塔の形状寸法と使用材料の概要図

(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

$$V_0 = 36 \text{ (m/s)}$$

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

$$q = 0.6 E_r V_0^2 = 0.6 (E_r^2 G_f) V_0^2 = 0.6 \times (1.197^2 \times 2) \times 36^2 = 2228 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

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） $Z = 3.667 \text{ (m)}$

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

$$\text{柱幅/高さ} \quad H/B = 7.5/0.2163 = 34.7$$

$$\text{風力係数} \quad C_{f2} = 0.9 \times 0.922 = 0.83 \quad (H/B \geq 8 \text{ の場合})$$

4) 風圧力の算定

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

$$\text{柱部分} \quad p_2 = q \cdot C_{f2} = (2228/1000) \times 0.83 = 1.849 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) 水平荷重の算定

1) 風荷重

$$\text{看板部分} \quad H_1 = p_1 \cdot A_1 = 2.642 \times (2.5 \times 2) = 13.2 \text{ (kN)}$$

$$\text{柱部分} \quad H_2 = p_2 \cdot A_2 = 1.849 \times (0.2163 \times 5.4 \times 2) = 4.3 \text{ (kN)}$$

$$\text{風荷重} \quad H = H_1 + H_2 = 17.5 \text{ (kN)}$$

2) 地震荷重

地震地域係数	$Z = 1.1$	(安全側に設定する)	
水平震度	$k_z = 0.5Z = 0.5 \times 1.1 = 0.55$		
看板部分	$H_1 = k_z(W_1 + W_2 + W_4) = 0.55 \times 2.6 = 1.4$	(kN)	
柱部分	$H_2 = k_z \cdot W_3 = 0.55 \times 5.2 = 2.9$		
地震荷重	$H = H_1 + H_2 = 4.3$	(kN)	$\leq$ 風荷重

(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

看板部分	$M_1 = 13.2 \times 6.4 = 84.5$	(kNm)
柱部分	$M_2 = 4.3 \times 2.65 = 11.4$	(kNm)
曲げモーメント	$M = 84.5 + 11.4 = 95.9$	(kNm)

4. 部材の検討

(1) 柱部材

柱部材：鋼管 $\phi 216.3 \times t7.0$

断面積	$A = 46.03$	(cm^2)
断面係数	$Z = 233$	(cm^3)
断面2次半径	$i = 7.4$	(cm)
座屈長さ	$L_k = 2 \times 540 = 1080$	(cm)
細長比	$\lambda = L_k / i = 1080 / 7.4 = 145.9$	
限界細長比	$\Lambda = (\pi^2 E / 0.6F)^{0.5} = \{(3.14^2 \times 20500) / (0.6 \times 23.5)\}^{0.5} = 119.7$	

許容圧縮応力度 (長期)

$$\lambda > \Lambda \text{ の場合 } f_c = 0.277F / (\lambda / \Lambda)^2 = 0.277 \times 23.5 / (145.9 / 119.7)^2 = 4.4 \quad (\text{kN/cm}^2)$$

軸力 (自重)	$W = 7.8 / 2 = 3.9$	(kN)
曲げモーメント	$M = 95.9 / 2 = 48$	(kNm)

圧縮応力度	$\sigma_c = W / A = 3.9 / 46.03 = 0.1$	(kN/cm^2)
曲げ応力度	$\sigma_b = M / Z = 48 \times 100 / 233 = 20.6$	(kN/cm^2)

$$(\sigma_c / f_c) + (\sigma_b / f_b) = \{0.1 / (4.4 \times 1.5)\} + (20.6 / 23.5) = 0.89 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

(2) 水平部材

1) 水平部材：アングル $75 \times 75 \times 6$

断面係数	$Z = 8.47$	(cm^3)
荷重負担幅	$h_w = 500$	(mm)
風圧荷重	$w = 2.642 \times 0.5 = 1.3$	(kN/m)

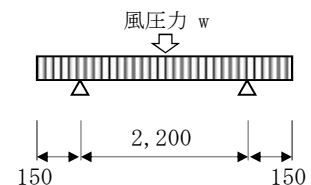


図2 水平部材

$$\text{曲げモーメント } M = 1.3 \times (2.5 / 2) \times \{(2.2 / 2) - (2.5 / 4)\} = 0.8 \quad (\text{kNm})$$

$$\text{曲げ応力度 } \sigma_b = M / Z = 0.8 \times 100 / 8.47 = 9.4 \leq 23.5 \quad (\text{kN/cm}^2) \quad \text{OK}$$

(3) 基礎

1) 基礎底面に作用する曲げモーメント

$$M' = 95.9 + 17.5 \times 1.3 = 118.7 \quad (\text{kNm})$$

2) 基礎底面に作用する軸方向圧縮力

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

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

$$\text{看板部自重} \quad N1 = 7.8 \quad (\text{kN})$$

$$\text{基礎自重} \quad N2 = 3.2 \times 2.1 \times 1.2 \times 20 = 161.3 \quad (\text{kN})$$

$$\text{根巻自重} \quad N3 = 2 \times 0.67 \times 0.67 \times 0.1 \times 24 = 2.2 \quad (\text{kN})$$

$$\text{軸方向圧縮力 } N = N1 + N2 + N3 = 171.3 \quad (\text{kN})$$

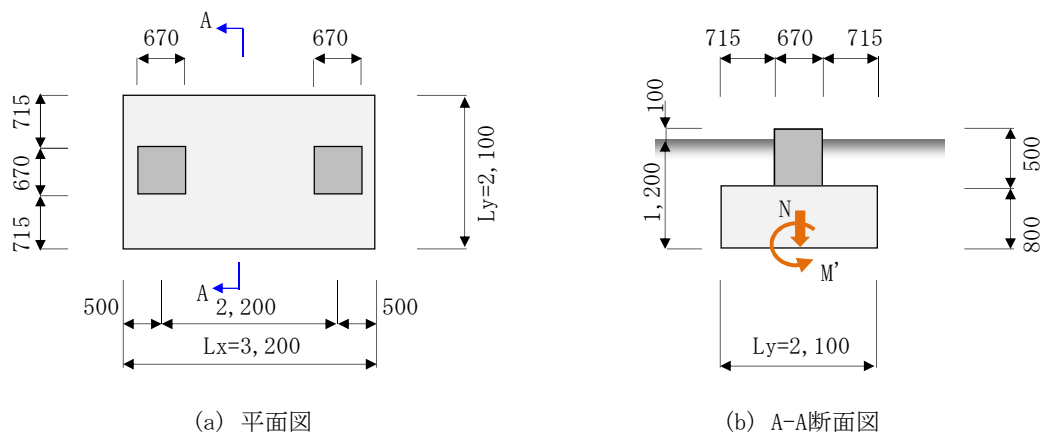


図3 基礎の形状寸法

3) 地耐力の検証

$$\begin{aligned} \text{偏心距離} \quad e = M' / N &= 118.7 / 171.3 = 0.69 \geq Ly/6 = 2.1/6 = 0.35 \quad (\text{m}) \\ &\leq Ly/3 = 2.1/3 = 0.7 \quad (\text{m}) \end{aligned} \quad \text{OK}$$

$$\text{接地圧倍率} \quad \alpha = 2 / \{3 \times (0.5 - e/Ly)\} = 2 / \{3 \times (0.5 - 0.69/2.1)\} = 3.89$$

$$\text{長期地耐力} \quad \sigma_e = N/A = 171.3 / (3.2 \times 2.1) = 25.5 \leq 50 \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{OK}$$

$$\text{短期地耐力} \quad \sigma_e = \alpha \cdot N/A = 3.89 \times 171.3 / (3.2 \times 2.1) = 99.2 \leq 100 \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{OK}$$

4) 基礎転倒に対する検証

$$\text{転倒モーメント} \quad M' = 118.7 \quad (\text{kNm})$$

$$\text{抵抗モーメント} \quad rM = 171.3 \times 1.05 = 179.9 \quad (\text{kNm})$$

転倒に対する安全率

$$rM/M' = 179.9 / 118.7 = 1.52 \geq 1.5 \quad \text{OK}$$

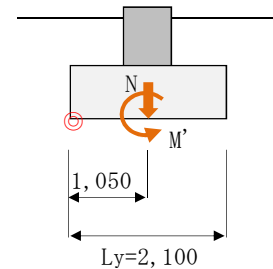


図4 基礎の転倒モーメント

5) ベース筋

有効せい $d = 800 - 80 = 720$ (mm)

応力中心距離 $j = (7/8)d = 630$ (mm)

中立軸までの距離 $x_n = 3(L_y/2 - e)$
 $= 3 \times (2.1/2 - 0.69) = 1.08$ (m)

算定位置の接地圧 $\sigma_f = \sigma_e(x_n - x_f)/x_n$
 $= 99.2 \times (1.08 - 0.715)/1.08 = 33.5$ (kN/m²)

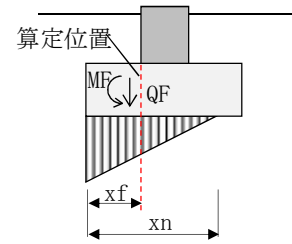


図5 基礎の接地圧

せん断力 $QF = (\sigma_e + \sigma_f)L_x \cdot x_f/2 = (99.2 + 33.5) \times 3.2 \times 0.715/2 = 151.8$ (kN)

せん断応力 $\tau = QF/L_x \cdot j = 151.8 \times 1000/(3200 \times 630) = 0.08 \leq 1.05$ (N/mm²) OK

曲げモーメント $MF = \sigma_f \cdot L_x(x_f/2) + (\sigma_e - \sigma_f)L_x(2x_f/3)$
 $= 33.5 \times 3.2 \times (0.715/2) + (99.2 - 33.5) \times 3.2 \times (2 \times 0.715/3) = 138.5$ (kNm)

必要鉄筋量 $a_t = MF/(f_t \cdot j) = 138.5 \times 100/(29.5 \times 63) = 7.5$ (cm²)

主筋本数 D13 (断面積: 1.267cm², 周長: 4cm)

本数: $n = 7.5/1.267 = 6$ (本)

鉄筋間隔が250mm以下となるように配置する。

短辺方向: 14-D13 $a_t = 17.74$ (cm²)

長辺方向: 9-D13 $a_t = 11.4$ (cm²)

付着応力度 $\tau = QF/\Sigma \phi \cdot j = 151800/(40 \times 14 \times 630) = 0.4 \leq 3.15$ (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 $M = 95.9/2 = 48$ (kNm)

せん断力 $Q = 17.5/2 = 8.8$ (kN)

柱に作用する曲げモーメント

$M' = 48 + 8.8 \times 0.5 = 52.4$ (kNm)

有効せい $d = 610$ (mm)

応力中心距離 $j = (7/8)d = 534$ (mm)

主筋全鉄筋量 (最小鉄筋比0.8%) $A_c = 67 \times 67 \times 0.008 = 35.91$ (cm²)

引張鉄筋量 $a_t = M'/(f_t \cdot j) = 52.4 \times 100/(29.5 \times 53.4) = 3.3$ (cm²)

主筋本数 D22 (断面積: 3.871cm²)

全本数 $n = 35.91/3.871 = 10$ (本)

引張本数 $n = 3.3/3.871 = 1 \rightarrow 4$ (本)

柱主筋: 12-D22 $A_c = 46.5$ (cm²) ≥ 35.91 (cm²) OK

せん断力 $\tau = Q/bj = 8.8 \times 1000/(670 \times 534) = 0.02 \leq 1.05$ (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

$p_w = (0.7133 \times 2)/(67 \times 10) = 0.0021 \geq 0.002$ OK

(4) 柱脚部

1) アンカーボルト

アンカーボルト 4 - M20 (有効断面積A : 2.45cm^2 , 軸径 : 1.82cm)

曲げモーメント $M = 95.9/2 = 48$ (kNm)

せん断力 $Q = 17.5/2 = 8.8$ (kN)

ボルト間隔 $L = 420$ (mm)

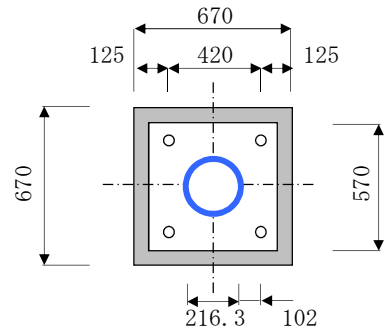


図6 ベースプレートの形状寸法

アンカーボルトのせん断力応力度

$$\tau = Q/A = 8.8/(2.45 \times 4) = 0.9 \quad (\text{kN/cm}^2)$$

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

$$T = (M/L)/2 = (48/0.42)/2 = 57.1 \quad (\text{kN})$$

アンカーボルトの引張応力度 (短期)

$$\sigma_b = T/A = 57.1/2.45 = 23.3 \leq 23.5 \quad (\text{kN/cm}^2) \quad \text{OK}$$

定着長さ

定着長さはアンカーボルト径の20倍 (400mm) 以上とし、定着金物またはフック付きとする。

$$L_a = T/\phi \cdot f_a = 57.1 \times 1000/(3.14 \times 18.2 \times 1.89) = 529 \rightarrow 600 \quad (\text{mm})$$

2) ベースプレート

ベースプレート $570 \times 570 \times t28$ (mm)

アンカーボルト引張力

$$P = f_t \cdot A = 23.5 \times 2.45 = 57.6 \quad (\text{kN})$$

曲げモーメント

$$M = 57.6 \times 10.2 = 588 \quad (\text{kNcm})$$

断面係数

$$Z = 20.4 \times 2.8^2/6 = 26.7 \quad (\text{cm}^3)$$

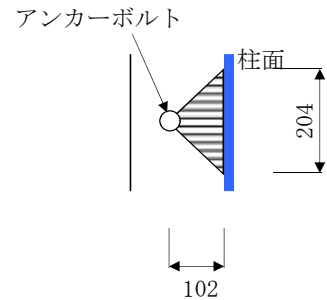


図7 ベースプレートの応力

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma = M/Z = 588/26.7 = 22 \leq 23.5 \quad (\text{kN/cm}^2) \quad \text{OK}$$