

街灯 ソ ナ エ テ ル

(強 度 計 算 書)

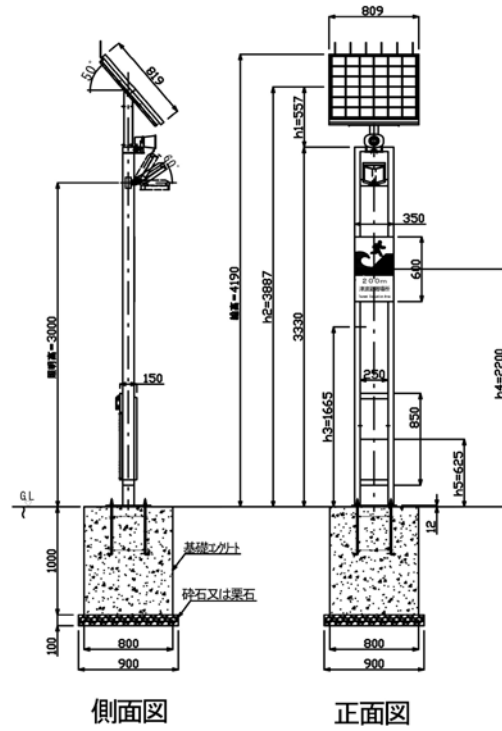
品 名 ソーラーLED街灯 (リチウム電池仕様)

型式 JHLISKK-105

目 次

1. 形状寸法	1ページ
2. 構造物の仕様	1ページ
3. 許容応力度	2ページ
4. 地震荷重	2～3ページ
5. 風荷重	3～4ページ
6. 風荷重による曲げモーメント	4ページ
7. 部材断面性能	5ページ
8. 部材算定	6～7ページ
9. ベースプレートの計算	8～9ページ
10. 基礎の検討	10ページ

1. 形状寸法



ソーラーパネル面積	A1=	$0.809 \times 0.819 = 0.66 \text{ m}^2$		
支柱面積	A2=	$0.04 \times (3.33 + 3.33 + 0.25) + 0.08 \times 0.25 = 0.3 \text{ m}^2$		
看板面積	A3=	$0.33 \times 0.6 = 0.2 \text{ m}^2$		
ボックス面積	A4=	$0.25 \times 0.85 = 0.21 \text{ m}^2$	合計	1.37 m ²
ソーラーパネル部重量(W ₁)		174 N		
支柱部+ボックス重量(W ₂)		834 N		
機器+看板重量(W ₃)		108 N	合計	1116 N

2. 構造物の仕様

- a) ソーラーパネル
- b) ソーラー部ジョイント STK $\phi 89.1 \times t4.2$
- c) 支柱 STKR $\square 100 \times 50 \times t3.2$
- d) ボックス SUS304 $\square 250 \times 150 \times t2.0$
- e) ベースプレート SS400 t12

3. 許容応力度

2/10

a) 長期

- ・許容曲げ応力(f_b) 156 N/mm²
- ・許容引張応力(f_t) 156 N/mm²
- ・許容せん断応力(f_s) 90.4 N/mm²
- ・許容圧縮応力(f_c) 計算による。

b) 短期 長期応力の1.5倍

4. 地震荷重

a) 地震荷重 Q_i

$$Q_i = C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o$$

$$T = (4.19) \times (0.02 + 0.01 \times 1)$$

$$= 0.13$$

$$T < T_c = 0.13 < 0.8$$

$$\therefore R_t = 1$$

Z: 地震地域係数 香川県 0.9

C_o: ベースシア係数 0.2

T: 設計用1次固有周期 $T = h(0.02 + 0.01 \alpha)$

h: 高さ 4.19m

α : 鉄骨造 1.0

T_c: 地盤種別 第3地盤 0.8sec

b) 算定断面が支える部分の重量 ΣW

$$\text{ソーラーパネル部} \quad W_1 = 174 \quad \text{N}$$

$$\text{支柱部(ホール+ボックス)} \quad W_4 = 942 \quad \text{N} \quad \text{※機器重量込}$$

$(W_2 + W_3)$

$$\underline{\underline{\Sigma W = 1116 \quad \text{N}}}$$

c) 算定断面が支える部分の重量/全重量 (ソーラーパネルと支柱部の2層として検討) 3/10

$$\alpha 2 = W_1 / \Sigma W = 174 / 1116 = 0.16$$

$$\alpha 1 = \Sigma W / \Sigma W = 1116 / 1116 = 1.00$$

$\alpha 2$: ソーラーパネルジョイント部が支える重量比率
 $\alpha 1$: 支柱部が支える重量比率

d) 高さ方向の分布係数 A_i

$$A_{i1} = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha 1}} - \alpha 1 \right) \frac{2T}{1+3T}$$

$$A_{i2} = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha 2}} - \alpha 2 \right) \frac{2T}{1+3T}$$

$$= 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{1}} - 1 \right) \frac{2 \times 0.13}{1+3 \times 0.13} = 1.0$$

$$= 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{0.16}} - 0.18 \right) \frac{2 \times 0.13}{1+3 \times 0.13} = 1.44$$

e) 地震時層せん断力係数

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o$$

$$C_{i1} = 0.9 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.3 = 0.27$$

$$C_{i2} = 0.9 \times 1.0 \times 1.41 \times 0.3 = 0.38$$

※安全を考慮し $C_o=0.3$ にて計算する。

f) 地震荷重 Q_1 $C_i \times \Sigma W$

$$Q_2 = 0.38 \times 174 = 66$$

$$Q_1 = Q_2 + 0.27 \times 1116$$

$$= 367 \text{ N}$$

5. 風荷重

a) 風荷重 W

$$W = P \times A$$

$$P = C_f \times q$$

$$E_r = 1.7 \times (5/450)^{0.2}$$

$$= 0.69$$

$$E = 0.69^2 \times 2.5$$

$$= 1.19$$

$$q = 0.6 \times 1.19 \times 60^2$$

$$= 2570 \text{ N/m}^2$$

(ソーラー)

$$P_1 = 2570 \times 0.844 = 2169 \text{ N/m}^2$$

(支柱)

$$P_2 = 2570 \times 1.3 = 3341 \text{ N/m}^2$$

(看板)

$$P_3 = 2570 \times 1.3 = 3341 \text{ N/m}^2$$

(ボックス)

$$P_4 = 2570 \times 1.3 = 3341 \text{ N/m}^2$$

P: 風圧力

A: 風圧力作用面積

Cf: 風力係数 Cf1(ソーラーパネル)=0.444-(-0.4)=0.844

Cf2(支柱)=1.3

Cf3(看板)=1.3

Cf3(ボックス)=1.3

地表面粗度区分: III

$$q = 0.6EVo^2$$

E_r : 平均風速の高さ方向の分布係数

$$E_r = 1.7 \times (Z_b/Z_g)^\alpha$$

H: 高さ 4.19 m

Z_g : 地表面粗度区分による係数 450

Z_b : 地表面粗度区分による係数 5

α : 0.2

Gf: ガスト一係数 2.5

V_o : 設計風速 60 m/s

$$E = E_r^2 \cdot Gf$$

b) 風圧作用面積と高さ

4/10

- (1) ソーラーパネル $A1 = 0.66 \text{ m}^2$
パネル支柱高さ $h1 = 0.557\text{m}$
作用点高さ $h2 = 3.887\text{m}$
- (2) ポール $A2 = 0.30 \text{ m}^2$
作用点高さ $h3 = 1.665\text{m}$
- (3) 看板 $A3 = 0.2 \text{ m}^2$
作用点総高さ $h4 = 2.2\text{m}$
- (4) ボックス $A4 = 0.21 \text{ m}^2$
作用点総高さ $h5 = 0.625\text{m}$

c) 風荷重の計算

$W1 = P1 \times A1 = 2169 \times 0.66 =$	1432 N	風荷重合計
$W2 = P2 \times A2 = 3341 \times 0.3 =$	1002 N	$W = 3804 \text{ N}$
$W3 = P3 \times A3 = 3341 \times 0.2 =$	668 N	
$W4 = P3 \times A4 = 3341 \times 0.21 =$	702 N	

d) 短期荷重の判定

地震荷重 $Q = 367 \text{ N}$

風荷重合計 $W = 3804 \text{ N}$

∴ $Q < W$ よって風荷重にて検討を行う。

6. 風荷重による曲げモーメント

a) ソーラー部ジョイント $Mb1 \text{ N-m}$

$$\begin{aligned} Mb1 &= W1 \times h1 \\ &= 1432 \times 0.557 = 725 \text{ N-m} \end{aligned}$$

b) 支柱 $Mb2 \text{ N-m}$

$$\begin{aligned} Mb2 &= W1 \times h2 + W2 \times h3 + W3 \times h4 + W4 \times h5 \\ &= 1432 \times 3.887 + 1002 \times 1.665 + 668 \times 2.2 + 702 \times 0.625 = 9142 \text{ N-m} \end{aligned}$$

7. 部材断面性能

a) ソーラー部ジョイント

STK $\phi 76.3 \times t4.2$

許容圧縮応力

$$f_c = \frac{1-0.4(\lambda/\Lambda)^2}{3/2+(2/3)(\lambda/\Lambda)^2} \times F$$

$$= \frac{1-0.4(43.7/120)^2}{3/2+(2/3)43.7/120^2} \times 235$$

$$= 140.1\text{N/mm}^2$$

断面積 $A = 9.51 \text{ cm}^2$

断面係数 $Z = 16.3 \text{ cm}^3$

断面二次半径 $i = 2.55 \text{ cm}$

座屈長さ $L_k = 2l = 111$

細長比 $\lambda = L_k/i = 111.4/2.55$
 $= 43.7$

限界細長比 $\Lambda = 120\text{N/mm}^2$

$\lambda < \Lambda \quad 43.7 < 120$

基準強度 $F = 235\text{N/mm}^2$

b) ポール

STKR $\square 100 \times 50 \times t3.2$

許容圧縮応力

$$f_c = \frac{0.277}{(\lambda/\Lambda)^2} \times F$$

$$= \frac{0.277}{(323/120)^2} \times 235$$

$$= 9\text{N/mm}^2$$

断面積 $A = 8.9 \text{ cm}^2$

断面係数 $Z_x = 22.5 \text{ cm}^3$

$Z_y = 15.2 \text{ cm}^3$

断面二次半径 $i_x = 3.55 \text{ cm}$

$i_y = 2.06$

座屈長さ $L_k = 2l = 666 \text{ cm}$

細長比 $\lambda = L_k/i = 666/2.06$
 $= 323$

限界細長比 $\Lambda = 120\text{N/mm}^2$

$\lambda < \Lambda \quad 323 < 120$

8. 部材断面算定

a) ソーラー部ジョイント STK $\phi 76.3 \times t4.2$ (1) 曲げ応力(短期): σ_b N/mm²

$$\begin{aligned}\sigma_b &= \frac{Mb_1}{Z} \\ &= \frac{798 \times 100}{16.3} \\ &= 4448 \text{N/cm}^2 = 49 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\underline{\underline{1.5f_b = 1.5 \times 156 = 235 \text{N/mm}^2 > 49 \text{N/mm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{O.K}}}$$

2) 圧縮応力(長期): σ_c N/mm²

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{W_1}{A} \quad W_1 = 174 \text{N} \\ &= \frac{174}{9.51} \\ &= 18.3 \text{N/cm}^2 = 0.18 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\underline{\underline{f_c = 140.1 \text{N/mm}^2 > 0.18 \text{N/mm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{O.K}}}$$

3) せん断応力(短期) σ_s N/mm² (短期風荷重時)

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{P_1 \times A_1}{A} \\ &= \frac{0.2169 \times 6600}{9.51} \\ &= 150.5 \text{N/cm}^2 = 1.51 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\underline{\underline{1.5f_s = 1.5 \times 90.4 = 136 \text{N/mm}^2 > 1.51 \text{N/mm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{O.K}}}$$

(1) 曲げ応力(短期): σ_b N/mm²

$$\begin{aligned}\sigma_b &= \frac{Mb}{Z} \\ &= \frac{9142 \times 100}{22.5 \times 2} \\ &= 20316 \text{ N/cm}^2 = 203.2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\underline{\underline{1.5\sigma_b = 1.5 \times 156 = 235 \text{ N/mm}^2 > 203.2 \text{ N/mm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{O.K}}}$$

2) 圧縮応力(長期): σ_c N/mm²

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{\sum W}{A} \quad \quad \quad \sum W = W_1 + W_4 = 1116 \text{ N} \\ &= \frac{1116}{11.2 \times 2} \\ &= 49.8 \text{ N/cm}^2 = 0.5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

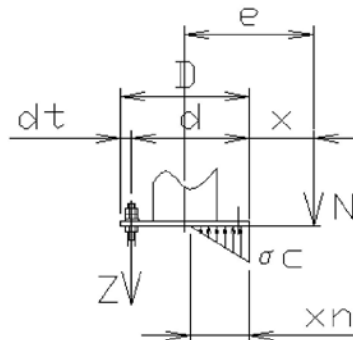
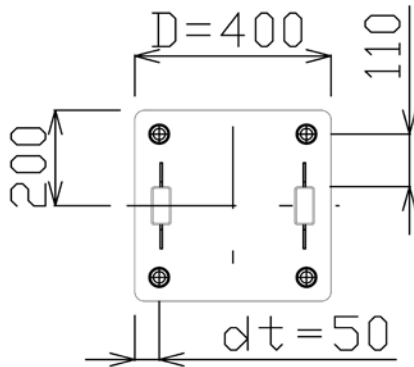
$$\underline{\underline{f_c = 9 \text{ N/mm}^2 > 0.5 \text{ N/mm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{O.K}}}$$

3) せん断応力(短期) σ_s N/mm² (短期風荷重時)

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{P_1 \times A_1 + P_2 \times A_2 + P_3 \times A_3 + P_4 \times A_4}{A} \\ &= \frac{0.2169 \times 6600 + 0.3341 \times 3000 + 0.3341 \times 2000 + 0.3341 \times 2100}{11.2 \times 2} \\ &= 169.8 \text{ N/cm}^2 = 1.7 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\underline{\underline{1.5\sigma_s = 1.5 \times 90.4 = 136 \text{ N/mm}^2 > 1.7 \text{ N/mm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{O.K}}}$$

a) ベースプレートの基礎の強度



アンカーボルトで囲われた部分を柱型として検討を行う。

長期軸力 $N = 1116 \text{ N}$ (P.1 全重量の合計値より)

ベース幅 $L = 400 \text{ mm}$

許容圧縮応力 (短期) $F_c = 12 \text{ N/mm}^2$ ※コンクリート強度

$b = D = 40 \text{ cm}$

$d = D - dt = 40 - 3.5 = 35 \text{ cm}$

M16のアンカーボルト ($a_t = 2.01 \text{ cm}^2 \times 2$ 本)

P_t : アンカーボルトに係る面積比

e : 偏心距離

$$P_t = \frac{a_t}{b \times d} = \frac{2 \times 2.01}{40 \times 35}$$

$$= 0.0016$$

$$e = \frac{M}{N}$$

M : 風荷重によるモーメント $= 9142 \text{ N-m}$

N : 全荷重による軸力 $= 1116 \text{ N}$

$$e = \frac{9142}{1116} = 8.2 \text{ m} = 820 \text{ cm}$$

$$x = 820 - 40/2 = 800 \text{ cm}$$

$$x/d = 800/35 = 22.9$$

ベースプレートの中立軸位置の計算図より $x_n/d = 0.22$

$$\therefore x_n = 0.22 \times 35 = 7.7 \text{ cm}$$

x_n : 基礎底面に生ずる最大圧縮縁から中立軸までの距離

b) 基礎コンクリートの検討

9/10

$$e=820 > D/6+dt/3=40/6+3.5/3 = 7.5$$

上記条件式より

$$\sigma_c = \frac{2N(e+D/2-dt)}{b \cdot x_n(d-x_n/3)} \quad \begin{array}{l} \sigma_c: \text{基礎コンクリートに作用する圧縮応力度} \\ F_c: \text{基礎コンクリートの短期許容圧縮応力度} \end{array}$$

$$= \frac{2 \times 1116 \times (820+35/2-5)}{35 \times 7.7 \times (35-7.7/3)} = \frac{929070}{8741}$$

$$= 106.3 \text{N/cm}^2 = 1.06 \text{N/mm}^2$$

$$\underline{\underline{\sigma_c/F_c = 1.06/12 = 0.09 < 1.0 \quad \dots\dots\text{O.K}}}$$

c) アンカーボルトの検討

$$T = \frac{N \times (e-D/2+x_n/3)}{d-x_n/3} \quad T: \text{アンカーボルトの引抜力}$$

$$= \frac{1116 \times (820-35/2+7.7/3)}{35-7.7/3} = \frac{898454}{32.4}$$

$$= 27730 \text{N} = 27.7 \text{KN}$$

アンカーボルト 2本の 許容引張力 T_t

$$T_t = \pi/4 \times d_B^2 \times 2 \times 1.5 \times f_t \quad d_B: \text{アンカー一径}$$

$$= \pi/4 \times 144 \times 2 \times 1.5 \times 156 \times 0.75 = 39697 \text{N} = 39.7 \text{KN}$$

$$T < T_t \quad \underline{\underline{27.7 \text{KN} < 39.7 \text{KN} \quad \dots\dots\text{O.K}}}$$

d) せん断力の検討

M12×4本で支持

$$P_s = \pi/4 \times d_B^2 \times 4 \times 1.5 \times f_s \quad d_B: \text{アンカー一径}$$

$$= \pi/4 \times 144 \times 4 \times 1.5 \times 90.4 = 61312.9 \text{N} = 61.31 \text{KN}$$

$$W(\text{風荷重}) < P_s \quad 3.8 \text{KN} < 61.3 \text{KN} \quad \dots\dots\text{O.K}$$

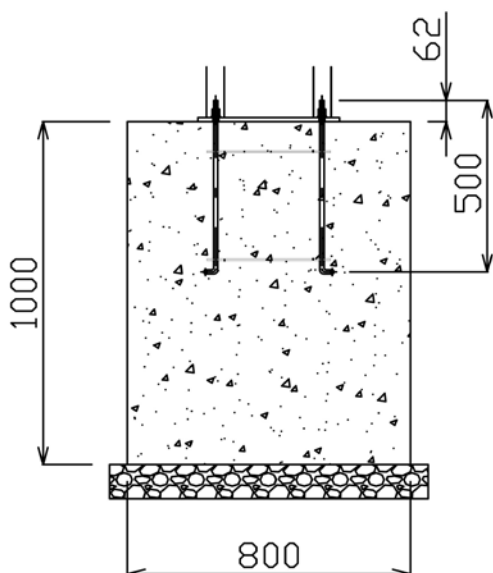
e) コンクリートの付着力の検討

$$T_a = 2L \cdot d_B \cdot \pi \cdot F_b \quad F_b: \text{コンクリートの付着力} = 1.35 \text{N/mm}^2$$

$$= 2 \times 440 \times 12 \times \pi \times 1.35 = 44787 \text{N} = 44.8 \text{KN}$$

$$T_a > T \quad \underline{\underline{44.8 \text{KN} > 26.4 \text{KN} \quad \dots\dots\text{O.K}}}$$

10.基礎の検討



地盤の支持力は (N値:10)
許容地耐力 : $\sigma_L=98 \text{ KN/m}^2$ (長期),
 $\sigma_S=196\text{KN/m}^2$ (短期)とする

基礎巾 : $B=0.8 \text{ m}$

根入れ深さ : $D_f=1.0 \text{ m}$

基礎自重 : $W=B^2 \cdot D_f \cdot \phi$ $\phi = 22555 \text{ N/m}^3$
 $= 0.64 \times 1.0 \times 22555 = 14435 \text{ N}$

街灯重量 ΣW 1116 N

合計重量 N 15551 N

1) 設置圧の検討

基礎の長期応力 KN/m^2 あたり

$$S1 = N/A = (15551/1000)/(0.8 \times 0.8) = \underline{\underline{24.3 \text{ KN/m}^2}} < 98 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

2) 転倒の検討

(基礎底面の高さから検討)

基礎下部の転倒モーメント

$$TM = W1(h2+1.0) + W2(h3+1.0) + W3(h4+1.0) + W4(h5+1.0)$$

$$= 1432 \times 4.887 + 1002 \times 2.665 + 668 \times 3.2 + 702 \times 1.625 = 12947 \text{ N} \cdot \text{m} = 12.9 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

基礎の断面係数 : Z

$$Z = \frac{B^3}{6} = \frac{0.8^3}{6} = 0.085 \text{ m}^3$$

$$S2 = \frac{TM}{Z} = \frac{12.9}{0.085} = 151.2 \text{ KN/m}^2$$

3) 短期荷重による基礎転倒の有無

$$1) 2) \text{より} \quad S = S1 + S2$$

$$= 24.3 + 151.2$$

$$= 175.5 \text{ KN/m}^2$$

地盤の短期許容応力度 $\sigma_s = 196 \text{ KN/m}^2$

$S < \sigma_s$...転倒なし

以上により地盤のN値 10 以上の地盤であれば沈下及び転倒なし。