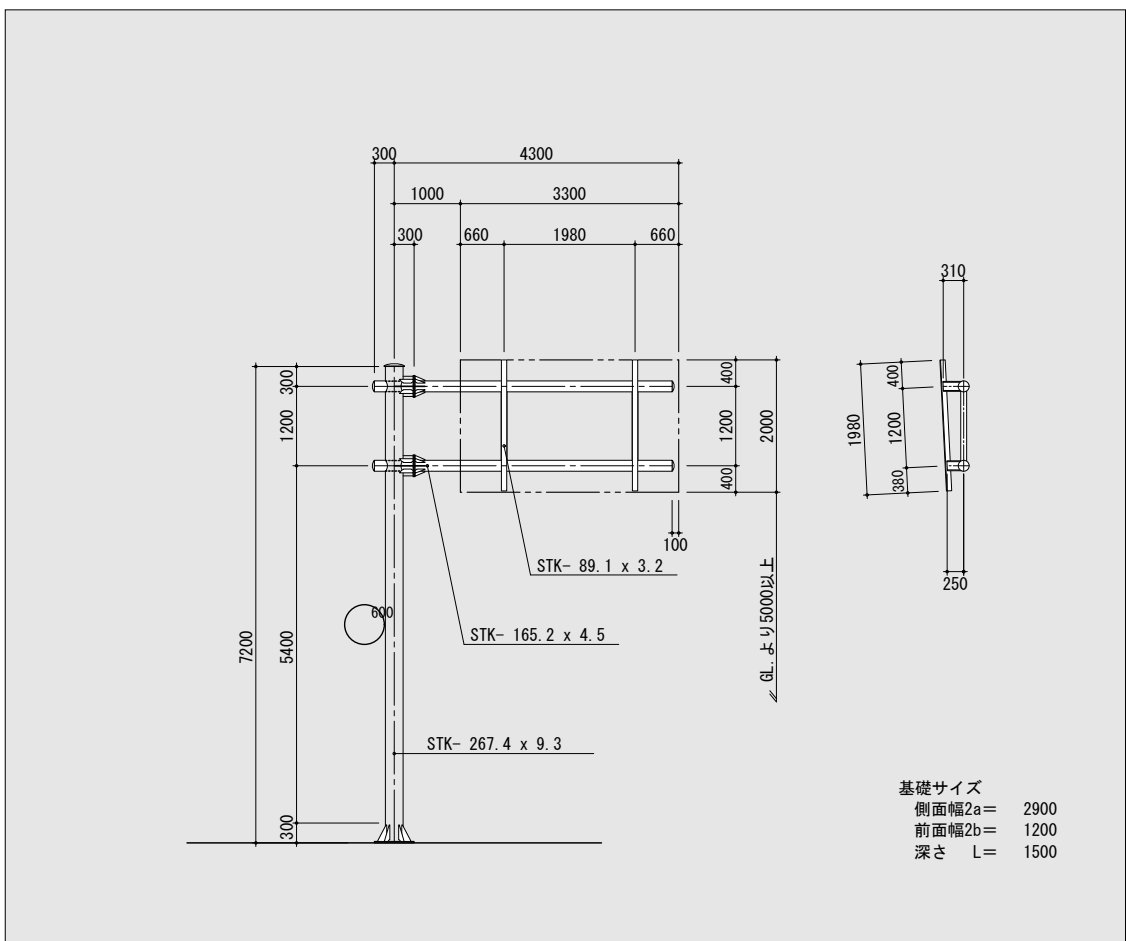


# 強度計算書

## F型 標識柱

(タテ : 2000 × ヨコ : 3300)  
(600mm ○板)



平成 年 月 日

日本ティーエス株式会社

# 1 一般事項

## 1.1 概要

F型	標識柱L:	7.2 m		
梁主材	STK-400:	165.2 φ	*	4.5
補材	STK-400:	089.1 φ	*	3.2
柱主材	STK-400:	267.4 φ	*	9.3

## 1.2 荷重条件

- 設計風荷重  $50 \text{ m/sec} = V^2 / 1.63 = 1,534 \text{ N/m}^2$
- 板の風力係数 = 1.2
- 支柱の風力係数 = 0.7
- 標識板単位重量 =  $200 \text{ N/m}^2$
- 外照重量 = 431 N
- 外照面積 =  $0.19 \text{ m}^2$

## 1.3 基礎条件

- コンクリートの単位重量 = 無筋 :  $23.0 \text{ kN/m}^3$  鉄筋 :  $24.5 \text{ kN/m}^3$
- 土の単位重量 =  $17.0 \text{ kN/m}^3$
- N値 = 10
- 受動土圧係数 = 3.53

## 1.4 材料の許容応力度 [N/mm<sup>2</sup>]

■鋼管 (STK-400) : 鋼材 (SS-400)		- 長期-		- 短期-	
		t ≤ 40	40 < t	t ≤ 40	40 < t
引張応力度		156		234	
圧縮応力度		156		234	
曲げ応力度		156		234	
せん断応力度		90.4		135.6	
許容曲げ応力度		180		270	
■ボルト		- 長期-		- 短期-	
	SS-400	引張	せん断	引張	せん断
		120		180	
■鉄筋コンクリート		- 長期-		- 短期-	
		圧縮	支圧	せん断	
無筋コンクリート (18N)		4.5	5.4		
鉄筋コンクリート (21N)		7.0	6.3	0.22	
				圧縮	支圧
				6.8	8.1
				10.5	9.5
				0.33	
■付着		- 長期-		- 短期-	
	アンカーボルト (丸鋼) 及び杭	0.7		1.05	

## 1.5 参考図書

道路標識ハンドブック	(H16年度版)	社) 全国道路標識・標示業協会
道路標識設置基準・同解説	(S62年度版)	社) 日本道路協会
道路橋示方書・同解説 □共通編 □下部構造編	(H14年度版)	社) 日本道路協会

## 2 梁の算定

### 2.1 荷重の算定

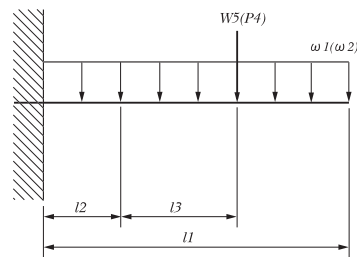
1) 固定荷重 (フランジ部は無視する)

$$\begin{aligned} \text{標識板 } W1 &= A \times B \times 200 = 2.0 \text{ m} \times 3.3 \text{ m} \times 200 \text{ N/m}^2 = 1,320 \text{ N} \\ \text{補材 } W3 &= 66.5 \text{ N/m} \times 2 \text{ 本} \times 1.2 \text{ m} = 159.6 \text{ N} \\ \text{合計 } W4 &= 1,480 \text{ N} \\ \text{梁材 } \omega 1 &= 174.9 \text{ N/m} \end{aligned}$$

2) 風荷重 (フランジ部は無視する)

$$\begin{aligned} \text{標識板 } P1 &= 2.0 \text{ m} \times 3.3 \text{ m} \times 1,841 \text{ N/m}^2 = 12,149 \text{ N} \\ \text{外照灯具 } P2 &= 0.19 \text{ m}^2/\text{灯} \times 0 \text{ 灯} \times 1,841 \text{ N/m}^2 = 0 \text{ N} \\ \text{合計 } P3 &= 12,149 \text{ N} \\ \text{梁材 } \omega 2 &= 0.1652 \text{ m} \times 1,074 \text{ N/m}^2 = 177.4 \text{ N/m} \end{aligned}$$

### 2.2 梁応力の算定



1) 鉛直荷重

$$\begin{aligned} W5 &= \frac{W4}{2} = \frac{1,480 \text{ N}}{2} = 740 \text{ N} \\ \omega 1 &= 174.9 \text{ N/m} \end{aligned}$$

2) 水平荷重

$$\begin{aligned} P4 &= \frac{P3}{2} = \frac{12,149.3 \text{ N}}{2} = 6,074.6 \text{ N} \\ \omega 2 &= 177.4 \text{ N/m} \end{aligned}$$

3) 梁応力

固定時反力

$$Ry1 = W5 + \omega 1 \times l1 = 740 \text{ N} + 174.9 \text{ N/m} \times 4.3 \text{ m} = 1,492 \text{ N}$$

固定時曲げモーメント

$$\begin{aligned} My1 &= \frac{W1 + W2 + W3}{2} \times (l2 + l3) + \frac{\omega 1 \times l1^2}{2} \\ &= 740 \text{ N} \times (1.0 \text{ m} + 1.65 \text{ m}) + \frac{174.9 \text{ N/m} \times 4.3^2 \text{ m}^2}{2} \\ &= 3,577 \text{ N} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

風時反力

$$Rx1 = P4 + \omega 2 \times l2 \text{ m} = 6,074.6 \text{ N} + 177.4 \text{ N/m} \times 1.0 \text{ m} = 6,252 \text{ N}$$

風時曲げモーメント

$$\begin{aligned} Mx1 &= P4 \times (l2 + l3) + \frac{\omega 2 \times l2^2}{2} \\ &= 6,075 \text{ N} \times (1.0 \text{ m} + 1.65 \text{ m}) + \frac{177.4 \text{ N/m} \times 1.0^2 \text{ m}^2}{2} \\ &= 16,186 \text{ N} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(注：斜風算定時に用いる  $Mx1 = 16,187 \text{ N} \cdot \text{m}$ )

### 2.3 梁断面の算定

STK-400 : 165.2 φ × 4.5 を採用する。

$$\begin{aligned} \text{断面積 } A1 &= 22.72 \text{ cm}^2 \\ \text{断面係数 } Z1 &= 88.9 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

1) 合成応力

せん断力

$$Q1 = \sqrt{Ry1^2 + Rx1^2} = \sqrt{(1.492 \text{ kN})^2 + (6.252 \text{ kN})^2} = 6.428 \text{ kN}$$

曲げモーメント

$$M1 = \sqrt{My1^2 + Mx1^2} = \sqrt{(3.577 \text{ kN} \cdot \text{m})^2 + (16.186 \text{ kN} \cdot \text{m})^2} = 16.577 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## 2) 断面算定

曲げ応力度

$$C\sigma b = \frac{M1}{Z1} = \frac{1,657.7 \text{ kN} \cdot \text{cm}}{88.9 \text{ cm}^3} = 18.647 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{C\sigma b}{fb \times 1.5} = \frac{18.647 \text{ kN/cm}^2}{15.6 \text{ kN/cm}^2 \times 1.5} = 0.797 \leq 1 \dots\dots\dots \text{OK}$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{2 \times Q1}{A1} = \frac{2 \times 6.428 \text{ kN}}{22.72 \text{ cm}^2} = 0.566 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\tau}{fs \times 1.5} = \frac{0.566 \text{ kN/cm}^2}{9.04 \text{ kN/cm}^2 \times 1.5} = 0.042 \leq 1 \dots\dots\dots \text{OK}$$

## 3 柱の算定

### 3.1 荷重の算定

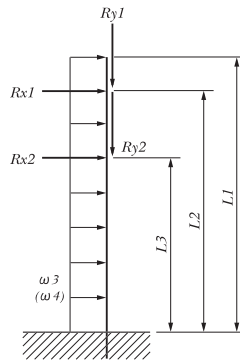
#### 1) 固定荷重

梁反力	$Ry1 = Ry2 = 1,492 \text{ N}$
梁曲げモーメント	$My1 = My2 = 3,577 \text{ N} \cdot \text{m}$
柱材	$\omega3 = 580.5 \text{ N/m}$
標識板重量	$Wh1 = 0.283 \text{ m}^2 \times 200.0 \text{ N/m}^2 = 57 \text{ N}$

#### 2) 風荷重

梁反力	$Rx1 = Rx2 = 6,252 \text{ N}$
梁曲げモーメント	$Mx1 = Mx2 = 16,186 \text{ N} \cdot \text{m}$
柱材	$\omega4 = 0.2674 \text{ m} \times 1,073.8 \text{ N/m}^2 = 287.1 \text{ N/m}$
標識板	$Ph1 = 0.283 \text{ m}^2 \times 1840.8 \text{ N/m}^2 = 521 \text{ N}$

### 3.2 柱応力の算定



鉛直力

$$N1 = Ry1 + Ry2 + \omega3 \times L1 + Wh1 + Wh2 + Wh3 = 1,492 \text{ N} + 1,492 \text{ N} + 580.5 \text{ N/m} \times 7.2 \text{ m} + 57 \text{ N} + 0 \text{ N} + 0 \text{ N} = 7,220 \text{ N}$$

水平力

$$H1 = Rx1 + Rx2 + \omega4 \times L1 + Ph1 + Ph2 + Ph3 = 6,252 \text{ N} + 6,252 \text{ N} + 287.1 \text{ N/m} \times 7.2 \text{ m} + 521 \text{ N} + 0 \text{ N} + 0 \text{ N} = 15,092 \text{ N}$$

固定時曲げモーメント

$$My3 = My1 + My2 = 3,577 \text{ N} \cdot \text{m} + 3,577 \text{ N} \cdot \text{m} = 7,154 \text{ N} \cdot \text{m}$$

風時曲げモーメント

$$Mx3 = Rx1 \times (L2 + L3) + \frac{\omega4 \times L1^2}{2} + Ph1 \times 3.3 \text{ m} + Ph2 \times 0.0 \text{ m} + Ph3 \times 0.0 \text{ m}$$

$$= 6,252 \text{ N} \times (6.9 \text{ m} + 5.7 \text{ m}) + \frac{287.1 \text{ N/m} \times 7.2^2 \text{ m}^2}{2} + 521 \text{ N} \times 3.3 \text{ m} + 0 \text{ N} \times 0.0 \text{ m} + 0 \text{ N} \times 0.0 \text{ m} = 87,936 \text{ N} \cdot \text{m}$$

風時回転モーメント

$$Mt1 = Mx1 + Mx2 = 16,186 \text{ N} \cdot \text{m} + 16,186 \text{ N} \cdot \text{m} = 32,372 \text{ N} \cdot \text{m}$$

(柱：斜風算定時に用いる  $Mt1 = Mt2 = 32,374 \text{ N} \cdot \text{m}$ )

### 3.3 柱断面の算定

STK-400 : 267.4φ × 9.3 を採用する。

断面積	$A2 = 75.41 \text{ cm}^2$
断面係数	$Z2 = 470 \text{ cm}^3$
断面極2次モーメント	$I_p = 12,575 \text{ cm}^4$
断面2次半径	$i = 9.13 \text{ cm}$

1) 座屈長 (上下の梁の中心距離とする)

$$lk = 630 \times 2 = 1,260 \text{ cm}$$

圧縮材の細長比

$$\lambda = \frac{lk}{i} = \frac{1,260 \text{ cm}}{9.13 \text{ cm}} = 138 \text{ より}$$

許容圧縮応力度

$$fc = 4.923 \text{ kN/cm}^2$$

2) 合成応力

曲げモーメント

$$M2 = \sqrt{My3^2 + Mx3^2} = \sqrt{(7.154 \text{ kN} \cdot \text{m})^2 + (87.936 \text{ kN} \cdot \text{m})^2} = 88.227 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 断面算定

圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{N1}{A2} = \frac{7.22 \text{ kN}}{75.41 \text{ cm}^2} = 0.096 \text{ kN/cm}^2$$

曲げ応力度

$$C\sigma_b = \frac{M2}{Z2} = \frac{8,822.7 \text{ kN} \cdot \text{cm}}{470 \text{ cm}^3} = 18.772 \text{ kN/cm}^2$$

組合せ応力度

$$\sigma = \sigma_c + C\sigma_b = 0.096 \text{ kN/cm}^2 + 18.772 \text{ kN/cm}^2 = 18.868 \text{ kN/cm}^2$$

$$\left( \frac{\sigma_c}{fc} + \frac{C\sigma_b}{fb} \right) \times \frac{1}{1.5} = \left( \frac{0.096 \text{ kN/cm}^2}{4.923 \text{ kN/cm}^2} + \frac{18.772 \text{ kN/cm}^2}{15.6 \text{ kN/cm}^2} \right) \times \frac{1}{1.5}$$

$$= 0.815 \leq 1 \dots\dots\dots \text{OK}$$

ねじれせん断応力度

$$\tau = \frac{Mt1}{I_p} \times \frac{\phi}{2} = \frac{3,237.2 \text{ kN} \cdot \text{cm}}{12,575 \text{ cm}^4} \times \frac{26.74 \text{ cm}}{2} = 3.442 \text{ kN/cm}^2$$

最大せん断応力度

$$\tau_{max} = \frac{1}{2} \times \sqrt{\sigma^2 + 4 \times \tau^2}$$

$$= \frac{1}{2} \times \sqrt{(18.868 \text{ kN/cm}^2)^2 + 4 \times (3.442 \text{ kN/cm}^2)^2} = 10.042 \text{ kN/cm}^2$$

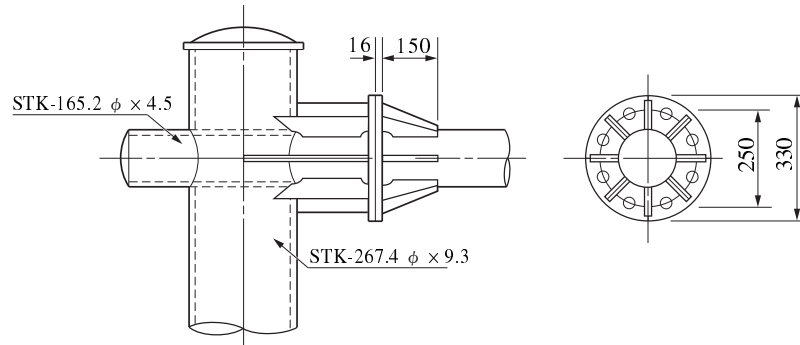
$$\frac{\tau_{max}}{fs \times 1.5} = \frac{10.042 \text{ kN/cm}^2}{9.04 \text{ kN/cm}^2 \times 1.5} = 0.741 \leq 1 \dots\dots\dots \text{OK}$$

最大合成応力度

$$\sigma_{max} = \frac{\sigma}{2} + \tau_{max} = \frac{18.868 \text{ kN/cm}^2}{2} + 10.042 \text{ kN/cm}^2 = 19.476 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{max}}{fb \times 1.5} = \frac{19.476 \text{ kN/cm}^2}{15.6 \text{ kN/cm}^2 \times 1.5} = 0.832 \leq 1 \dots\dots\dots \text{OK}$$

## 4 柱と梁の仕口の算定



### 4.1 ボルトの算定

M-20 断面積	A3 = 3.14 cm <sup>2</sup>	ボルト数	n = 8本を採用する
フランジ	D2 = 330 mm	ボルト間	D1 = 250 mm
フランジ厚	t = 16 mm	リブ枚数	n = 8

#### 1) 存在合成応力

$$\begin{aligned} \text{せん断力} & Q1 = 6.428 \text{ kN} \\ \text{曲げモーメント} & M1 = 16.577 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

#### 2) 断面算定

ボルト 1 本当り引張力

$$T = \frac{4 \times M1}{n \times D1} = \frac{4 \times 1657.7 \text{ kN} \cdot \text{cm}}{8 \times 25 \text{ cm}} = 33.154 \text{ kN}$$

ボルト 1 本当りせん断力

$$S = \frac{Q1}{n} = \frac{6.428 \text{ kN}}{8} = 0.804 \text{ kN}$$

引張応力度

$$\sigma = \frac{T}{A3} = \frac{33.154 \text{ kN}}{3.14 \text{ cm}^2} = 10.559 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma}{f_{to} \times 1.5} = \frac{10.559 \text{ kN/cm}^2}{12.0 \text{ kN/cm}^2 \times 1.5} = 0.587 \leq 1 \dots\dots\dots \underline{\text{OK}}$$

### 4.2 フランジプレート

#### 1) 形状算定

リブプレートに囲まれた部分を長方形とする三辺固定版として算定する。

自由辺長

$$ly = D1 \times \sin\left(\frac{180^\circ}{n}\right) = 25.0 \text{ cm} \times \sin\left(\frac{180^\circ}{8}\right) = 9.6 \text{ cm}$$

固定辺長

$$lx = \frac{1}{2} \times (D2 - \phi 0) = \frac{1}{2} \times (33.0 \text{ cm} - 16.52 \text{ cm}) = 8.2 \text{ cm}$$

#### 2) 応力算定

単位圧縮応力度

$$\omega 5 = \frac{T}{ly \times lx} = \frac{33.154 \text{ kN}}{9.6 \text{ cm} \times 8.2 \text{ cm}} = 0.421 \text{ kN/cm}^2$$

三辺固定板

$$\frac{ly}{lx} = \frac{9.6 \text{ cm}}{8.2 \text{ cm}} = 1.17$$

$$\alpha o = 0.124$$

自由辺曲げモーメント

$$\begin{aligned} Mo &= \omega 5 \times lx^2 \times \alpha o \\ &= 0.421 \text{ kN/cm}^2 \times 8.2^2 \text{ cm} \times 0.124 = 3.51 \text{ kN} \cdot \text{cm/cm} \end{aligned}$$

#### 3) 断面算定

プレート厚さ

$$\begin{aligned}
 t_1 &= \sqrt{\frac{6 \times Mo}{fb_1 \times 1.5}} \\
 &= \sqrt{\frac{6 \times 3.51 \text{ kN} \cdot \text{cm/cm}}{18. \text{ kN/cm}^2 \times 1.5}} = 0.88 \text{ cm} \leq \underline{\text{P. L. - 16 mm}} \dots\dots \underline{\text{OK}}
 \end{aligned}$$

### 4.3 リブプレート

1) 応力算定

せん断力

$$Q_o = \omega_5 \times l_x^2 \times 2 = 0.421 \text{ kN/cm}^2 \times 8.2^2 \text{ cm} \times 2 = 56.62 \text{ kN}$$

2) 断面算定

R. P. L- 9 ( $t_o = 0.9 \text{ cm}$ ), 長さ  $h_o = 15.0 \text{ cm}$  を採用する。

せん断応力度

$$\tau = \frac{Q_o}{t_o \times h_o} = \frac{56.62 \text{ kN}}{0.9 \text{ cm} \times 15.0 \text{ cm}} = 4.194 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\tau}{f_s \times 1.5} = \frac{4.194 \text{ kN/cm}^2}{9.04 \text{ kN/cm}^2 \times 1.5} = 0.309 \leq 1 \dots\dots\dots \underline{\text{OK}}$$

### 4.4 溶 接

1) 断面算定

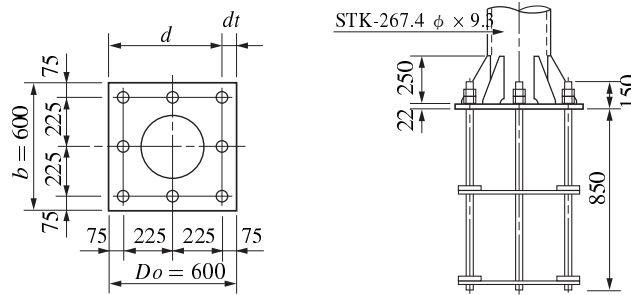
すみ肉  $S_1 = 6.0 \text{ mm}$  両側溶接を採用する。  
 のど厚  $a_1 = 0.7 \times 0.6 \text{ cm} = 0.42 \text{ cm}$   
 溶接長  $l_4 = 15 \text{ cm}$  として

せん断応力度

$$\tau_s = \frac{Q_o}{2 \times (a_1 \times l_4)} = \frac{56.62 \text{ kN}}{2 \times (0.42 \text{ cm} \times 15.0 \text{ cm})} = 4.494 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\tau_s}{f_s \times 1.5} = \frac{4.494 \text{ kN/cm}^2}{9.04 \text{ kN/cm}^2 \times 1.5} = 0.331 \leq 1 \dots\dots\dots \underline{\text{OK}}$$

## 5 柱脚部の算定



### 5.1 存在応力

鉛直力	$N1 = 7.22 \text{ kN}$
水平力	$H1 = 15.092 \text{ kN}$
曲げモーメント	$M2 = 88.227 \text{ kN} \cdot \text{m}$
回転モーメント	$Mt1 = 32.372 \text{ kN} \cdot \text{m}$

### 5.2 中立軸の算定

アンカーボルト  $M-30 \quad n = 8 \text{ (} As = 7.07 \text{ cm}^2 \text{ ..... ボルト 1 本当たり)}$

偏心距離  $eo = \frac{M2}{N1} = \frac{8,822.7 \text{ kN} \cdot \text{cm}}{7.22 \text{ kN}} = 1,222 \text{ cm}$

ベース断面寸法  $Do = 60 \text{ cm}, \quad b = 60 \text{ cm}, \quad dt = 7.5 \text{ cm}, \quad d = 52.5 \text{ cm}$

ヤング係数比  $no = 15$

引張側ボルト断面積  $at = As \times 3 \text{ 本} = 7.07 \text{ cm}^2 \times 3 \text{ 本} = 21.21 \text{ cm}^2$

$$Xn^3 + 3 \times \left( eo - \frac{Do}{2} \right) \times Xn^2 - \frac{6 \times no \times at}{b} \times \left( eo + \frac{Do}{2} - dt \right) \times (d - Xn) = 0$$

$$Xn^3 + 3 \times \left( 1,222 \text{ cm} - \frac{60 \text{ cm}}{2} \right) \times Xn^2 - \frac{6 \times 15 \times 21.21 \text{ cm}}{60.0 \text{ cm}} \times \left( 1,222 \text{ cm} + \frac{60 \text{ cm}}{2} - 7.5 \text{ cm} \right) \times (52.5 \text{ cm} - Xn) = 0$$

$$Xn^3 + 3,576 \times Xn^2 + 39,594 \times Xn - 2,078,673 = 0$$

$\therefore$  中立軸  $Xn = 19.2 \text{ cm}$

### 5.3 コンクリート最大圧縮応力度の算定

$$\sigma_c = \frac{2 \times N1 \times \left( eo + \frac{Do}{2} - dt \right)}{b \times Xn \times \left( d - \frac{Xn}{3} \right)}$$

$$= \frac{2 \times 7,220 \text{ N} \times \left( 1,222 \text{ cm} + \frac{60 \text{ cm}}{2} - 7.5 \text{ cm} \right)}{60 \text{ cm} \times 19.2 \text{ cm} \times \left( 52.5 \text{ cm} - \frac{19.2 \text{ cm}}{3} \right)} = 338.4 \text{ N/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{fc \times 1.5} = \frac{338.4 \text{ N/cm}^2}{700.0 \text{ N/cm}^2 \times 1.5} = 0.322 \leq 1 \text{ ..... OK}$$

### 5.4 アンカーボルトの算定

1) 断面算定

引張力

$$T1 = \frac{N1 \times \left( eo - \frac{Do}{2} + \frac{Xn}{3} \right)}{d - \frac{Xn}{3}}$$

$$= \frac{7.22 \text{ kN} \times \left( 1,222 \text{ cm} - \frac{60 \text{ cm}}{2} + \frac{19.2 \text{ cm}}{3} \right)}{52.5 \text{ cm} - \frac{19.2 \text{ cm}}{3}} = 187.69 \text{ kN}$$



引張応力度

$$\sigma_t = \frac{T1}{at} = \frac{187.69 \text{ kN}}{21.21 \text{ cm}^2} = 8.849 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_t}{f_{to} \times 1.5} = \frac{8.849 \text{ kN/cm}^2}{12.0 \text{ kN/cm}^2 \times 1.5} = 0.492 \leq 1 \dots\dots\dots \text{OK}$$

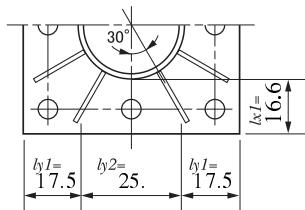
2) 埋込長の算定

埋込長

$$l = \frac{\sigma_t \times \phi_3}{6 \times \sigma_a} \times \frac{1}{1.5}$$

$$= \frac{8,849 \text{ N/cm}^2 \times 3.0 \text{ cm}}{6 \times 70.0 \text{ N/cm}^2} \times \frac{1}{1.5} = 42.1 \text{ cm} \leq 85 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

### 5.5 ベースプレートの算定

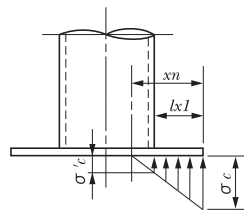


1) 形状算定

リブプレートに囲まれた部分を長方形とする二辺固定版及び三辺固定版として算定する。

自由辺長  $ly1 = 17.5 \text{ cm}$   
 自由辺長  $ly2 = 25.0 \text{ cm}$   
 固定辺長  $lx1 = 16.6 \text{ cm}$

2) 応力算定



圧縮反力を平均等分布で作用させて

単位圧縮応力度

$$\omega_6 = \frac{\sigma_c + \sigma'_c}{2} = \frac{338.4 \text{ N/cm}^2 + 45.8 \text{ N/cm}^2}{2} = 192.1 \text{ N/cm}^2$$

二辺固定版

$$\frac{ly1}{lx1} = \frac{17.5 \text{ cm}}{16.6 \text{ cm}} = 1.1 \quad \text{より} \quad \alpha_2 = 0.316$$

三辺固定版

$$\frac{ly2}{lx1} = \frac{25.0 \text{ cm}}{16.6 \text{ cm}} = 1.5 \quad \text{より} \quad \alpha_3 = 0.199$$

よって二辺固定版にて決定する。  
 $\alpha = \alpha_2 = 0.316$

自由辺曲げモーメント

$$M_3 = \omega_6 \times lx1^2 \times \alpha$$

$$= 192.1 \text{ N/cm}^2 \times 16.6^2 \text{ cm} \times 0.316 = 16,727 \text{ N} \cdot \text{cm/cm}$$

3) 断面算定

プレート厚さ

$$t3 = \sqrt{\frac{6 \times M3}{fb1 \times 1.5}}$$

$$= \sqrt{\frac{6 \times 16.727 \text{ kN} \cdot \text{cm/cm}}{18. \text{ kN/cm}^2 \times 1.5}} = 1.93 \text{ cm} \leq \underline{\text{P. L. - 22 mm}} \dots \underline{\text{OK}}$$

## 5.6 リブプレート

1) 応力算定

$$Q2 = \omega6 \times l x 1^2 \times 2 = 0.1921 \text{ kN/cm}^2 \times 16.6^2 \text{ cm}^2 \times 2 = 105.87 \text{ kN}$$

2) 断面算定

R. P. L- 12 ( $t4 = 1.2 \text{ cm}$ ), 長さ  $h4 = 25.0 \text{ cm}$  を採用する。

せん断応力度

$$\tau = \frac{Q2}{t4 \times h4} = \frac{105.87 \text{ kN}}{1.2 \text{ cm} \times 25.0 \text{ cm}} = 3.529 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\tau}{fs \times 1.5} = \frac{3.529 \text{ kN/cm}^2}{9.04 \text{ kN/cm}^2 \times 1.5} = 0.26 \leq 1 \dots \underline{\text{OK}}$$

## 5.7 溶接

1) 断面算定

すみ肉  $S2 = 8.0 \text{ mm}$  両側溶接を採用する。  
 のど厚  $a1 = 0.7 \times 0.8 \text{ cm} = 0.56 \text{ cm}$   
 溶接長  $l6 = 25 \text{ cm}$  として

せん断応力度

$$\tau = \frac{Q2}{2 \times (a1 \times l6)} = \frac{105.87 \text{ kN}}{2 \times (0.56 \text{ cm} \times 25.0 \text{ cm})} = 3.781 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\tau}{fs \times 1.5} = \frac{3.781 \text{ kN/cm}^2}{9.04 \text{ kN/cm}^2 \times 1.5} = 0.279 \leq 1 \dots \underline{\text{OK}}$$

## 6 たわみ

梁材のたわみ

$$y1 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{2 \times E \times I} \times \left( \frac{W4 \times (l2 + l3)^2 \times (3 \times l1 - (l2 + l3))}{3} + \frac{2 \times \omega1 \times l1^4}{4} \right)$$

$$= \frac{1}{2} \times \frac{1}{2 \times 20,500,000 \text{ N/cm}^2 \times 734 \text{ cm}^4}$$

$$\times \left( \frac{1480 \text{ N} \times (100 \text{ cm} + 165 \text{ cm})^2 \times (3 \times 430 \text{ cm} - (100 \text{ cm} + 165 \text{ cm}))}{3} \right)$$

$$+ \frac{1}{2} \times \frac{1}{2 \times 20,500,000 \text{ N/cm}^2 \times 734 \text{ cm}^4}$$

$$\times \left( \frac{2 \times 1.749 \text{ N/cm} \times 430^4 \text{ cm}^4}{4} \right) = 1.09 \text{ cm}$$

支柱のたわみ角

$$i = \frac{My3 \times \frac{L2 + L3}{2}}{2 \times E \times I}$$

$$= \frac{715,400 \text{ N} \cdot \text{cm} \times 630 \text{ cm}}{2 \times 20,500,000 \text{ N/cm}^2 \times 6,287 \text{ cm}^4} = 0.00175$$

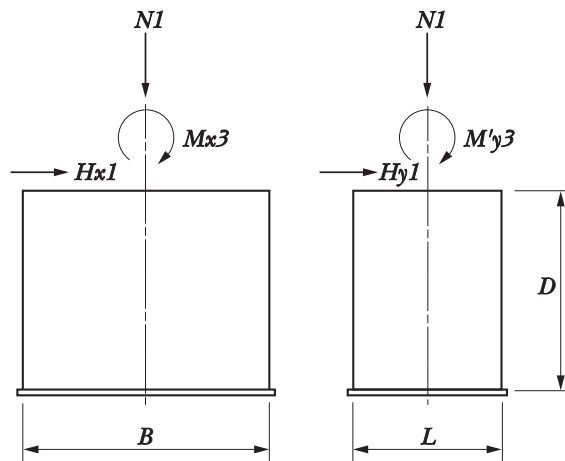
支柱のたわみによる梁材のたわみ

$$y2 = l1 \times i = 430 \text{ cm} \times 0.00175 = 0.75 \text{ cm}$$

$$\Sigma y = y1 + y2 = 1.09 \text{ cm} + 0.75 \text{ cm} \doteq 1.8 \text{ cm}$$

## 7 基礎の算定

### 7.1 基礎寸法の仮定



基礎の側面幅	$B$	$=$	290 cm
基礎の前面幅	$L$	$=$	120 cm
基礎の深さ	$D$	$=$	150 cm
有効根入れ長	$D'f$	$=$	150 cm
かぶせ	$d2$	$=$	0 cm
偏心量	$EX$	$=$	0 cm
偏心量	$EY$	$=$	0 cm

### 7.2 存在応力

	(直風時)	(斜風時)
鉛直力	$N1 = 7.22 \text{ kN}$	$N2 = 7.22 \text{ kN}$
水平力	$Hx1 = 15.092 \text{ kN}$	$Hy1 = 7.974 \text{ kN}$
曲げモーメント	$Mx3 = 87.936 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M'y3 = 52.663 \text{ kN} \cdot \text{m}$
転倒モーメント	$Mx3' = 87.936 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$My3' = 52.663 \text{ kN} \cdot \text{m}$
	(常時)	
曲げモーメント	$My3 = 7.154 \text{ kN} \cdot \text{m}$	

$$\begin{aligned}
 Hy1 &= \frac{Rx1 + Rx2}{2} + \frac{\omega \cdot 4 \times L1}{\sqrt{2}} + \frac{Ph1}{2} + \frac{Ph2}{2} + \frac{Ph3}{2} \\
 &= \frac{6,252 \text{ N} + 6,252 \text{ N}}{2} + \frac{287.1 \text{ N/m} \times 7.2 \text{ m}}{\sqrt{2}} + \frac{521 \text{ N}}{2} + \frac{0 \text{ N}}{2} + \frac{0 \text{ N}}{2} \\
 &= 7,974 \text{ N} = 7.974 \text{ kN} \\
 M'y3 &= My3 + M'x3 \\
 &= 7,154 \text{ N} \cdot \text{m} + \frac{6,252 \text{ N} \times (6.9 \text{ m} + 5.7 \text{ m})}{2} + \frac{287.1 \text{ N/m} \times 7.2^2 \text{ m}^2}{2 \times \sqrt{2}} \\
 &\quad + \frac{521 \text{ N} \times 3.3 \text{ m}}{2} + \frac{0 \text{ N} \times 0.0 \text{ m}}{2} + \frac{0 \text{ N} \times 0.0 \text{ m}}{2} \\
 &= 52,663 \text{ N} \cdot \text{m} = 52.663 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

### 7.3 直風時（道路平行方向）の算定

水平方向の地盤反力係数

$$\begin{aligned} Bh &= \sqrt{L \times D'f} = \sqrt{1.2 \times 1.5} = 1.342 \text{ m} \\ K_{ho} &= \frac{1}{0.3} \times 1 \times 2,800 \times 10 = 93,333 \text{ N/m}^3 \\ Kh &= 0.405 \times K_{ho} \times Bh^{-3/4} = 0.405 \times 93,333 \times 1.342^{-3/4} \\ &= 30,322 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

鉛直方向の地盤反力係数

$$\begin{aligned} Bv &= \sqrt{B \times L} = \sqrt{2.9 \times 1.2} = 1.865 \text{ m} \\ K_{vo} &= \frac{1}{0.3} \times 1 \times 2,800 \times 10 = 93,333 \text{ N/m}^3 \\ Kv &= 0.405 \times K_{vo} \times Bv^{-3/4} = 0.405 \times 93,333 \times 1.865^{-3/4} \\ &= 23,681 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

根入れ部分と底面に作用するモーメントの分担比

$$\beta M = \frac{Kh}{Kv} \times \left(\frac{D'f}{B}\right)^3 = \frac{30,322}{23,681} \times \left(\frac{1.5}{2.9}\right)^3 = 0.177$$

基礎底面における全作用モーメント

$$M = Mx3' + Hx1 \times D = 87.936 + 15.092 \times 1.5 = 110.574 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

基礎底面に作用するモーメント

$$Mb = \frac{1}{1 + \beta M} \times M = \frac{1}{1 + 0.177} \times 110.574 = 93.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

基礎底面を中心とする根入れ部分に作用するモーメント

$$Ms = \frac{\beta M}{1 + \beta M} \times M = \frac{0.177}{1 + 0.177} \times 110.574 = 16.644 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

基礎底面に作用する鉛直荷重

$$\begin{aligned} V &= N1 + \gamma_c \times B \times L \times D + \gamma \times B \times L \times d2 \\ &= 7.22 + 24.5 \times 2.9 \times 1.2 \times 1.5 + 17.0 \times 2.9 \times 1.2 \times 0.0 \\ &= 135.11 \text{ kN} \end{aligned}$$

荷重の偏心距離

$$\begin{aligned} e &= \frac{Mb}{V} = \frac{93.93}{135.11} = 0.695 \text{ m} \\ \frac{B}{3} &= \frac{2.9}{3} \text{ m} = 0.967 \text{ m} \geq e = 0.695 \text{ m} \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

底面反力の作用幅

$$\begin{aligned} x &= 3 \times \left(\frac{B}{2} - e\right) = 3 \times \left(\frac{2.9}{2} - 0.695\right) = 2.265 \text{ m} \\ x &< B \text{ より、三角形分布} \end{aligned}$$

基礎底面における最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_{max} &= \frac{2 \times V}{L \times x} \\ &= \frac{2 \times 135.11}{1.2 \times 2.265} = 99.419 \text{ kN/m}^2 \leq 100 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

水平方向せん断地盤反力係数

$$Ks = \lambda \times Kv = \frac{1}{4} \times 23,681 \text{ kN/m}^3 = 5,920 \text{ kN/m}^3$$

λ: 鉛直地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比で 1/4 とする。

根入れ部分と底面に作用する水平力の分担比

$$\beta h = \frac{Kh \times D'f}{2 \times Ks \times B} = \frac{30,322 \text{ kN/m}^3 \times 1.5 \text{ m}}{2 \times 5,920 \text{ kN/m}^3 \times 2.9 \text{ m}} = 1.325$$

基礎から地盤に作用する全水平力

$$H = Hx1 = 15.092 \text{ kN}$$

基礎底面に作用する水平力

$$Hb = \frac{1}{1 + \beta h} \times H = \frac{1}{1 + 1.325} \times 15.092 \text{ KN} = 6.491 \text{ KN}$$

基礎の根入れ部分に作用する水平力

$$Hs = \frac{\beta h}{1 + \beta h} \times H = \frac{1.325}{1 + 1.325} \times 15.092 \text{ KN} = 8.601 \text{ KN}$$

許容せん断抵抗の安全率

$$Fa1 = \frac{V \times \mu}{Hb} = \frac{135.11 \text{ KN} \times 0.4}{6.491 \text{ KN}} = 8.326 \geq Fa = 1.2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$\mu$ : 基礎底面と地盤との摩擦係数  $\mu=0.4$  とする。  
 $Fa$ : 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力の安全率  $Fa$  は暴風時の 1.2 とする。

基礎側面の水平抵抗力

$$\frac{1}{2} \times Kp \times \gamma \times D^2 \geq \frac{Hs}{L} \times Fa \text{ より}$$

$$Fs1 = \frac{Kp \times \gamma \times D^2 \times L}{2 \times Hs} = \frac{3.53 \times 17 \text{ KN/m}^3 \times 1.5 \text{ m}^2 \times 1.2 \text{ m}}{2 \times 8.601 \text{ KN}} = 9.419 \geq Fa = 1.1 \dots\dots \text{OK}$$

$Fa$ : 基礎側面地盤の許容水平支持力度の安全率  $Fa$  は暴風時の 1.1 とする。

基礎側面の曲げモーメント抵抗力

$$\frac{1}{6} \times Kp \times \gamma \times D^3 \geq \frac{Ms}{L} \times Fa \text{ より}$$

$$Fm1 = \frac{Kp \times \gamma \times D^3 \times L}{6 \times Ms} = \frac{3.53 \times 17 \text{ KN/m}^3 \times 1.5 \text{ m}^3 \times 1.2 \text{ m}}{6 \times 16.644 \text{ KN}} = 2.434 \geq Fa = 1.1 \dots\dots \text{OK}$$

$Fa$ : 基礎側面地盤の許容水平支持力度の安全率  $Fa$  は暴風時の 1.1 とする。

## 7.4 斜風時（道路直角方向）の算定

水平方向の地盤反力係数

$$Bh = \sqrt{B \times D'f} = \sqrt{2.9 \times 1.5} = 2.086 \text{ m}$$

$$Kho = \frac{1}{0.3} \times 1 \times 2,800 \times 10 = 93,333 \text{ N/m}^3$$

$$Kh = 0.405 \times Kho \times Bh^{-3/4} = 0.405 \times 93,333 \times 2.086^{-3/4} = 21,780 \text{ kN/m}^3$$

鉛直方向の地盤反力係数

$$Bv = \sqrt{B \times L} = \sqrt{2.9 \times 1.2} = 1.865 \text{ m}$$

$$Kvo = \frac{1}{0.3} \times 1 \times 2,800 \times 10 = 93,333 \text{ N/m}^3$$

$$Kv = 0.405 \times Kvo \times Bv^{-3/4} = 0.405 \times 93,333 \times 1.865^{-3/4} = 23,681 \text{ kN/m}^3$$

根入れ部分と底面に作用するモーメントの分担比

$$\beta M = \frac{Kh}{Kv} \times \left(\frac{D'f}{L}\right)^3 = \frac{21,780}{23,681} \times \left(\frac{1.5}{1.2}\right)^3 = 1.796$$

基礎底面における全作用モーメント

$$M = My3' + Hy1 \times D = 52.663 + 7.974 \times 1.5 = 64.624 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

基礎底面に作用するモーメント

$$Mb = \frac{1}{1 + \beta M} \times M = \frac{1}{1 + 1.796} \times 64.624 = 23.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

基礎底面を中心とする根入れ部分に作用するモーメント

$$Ms = \frac{\beta M}{1 + \beta M} \times M = \frac{1.796}{1 + 1.796} \times 64.624 = 41.514 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

基礎底面に作用する鉛直荷重

$$\begin{aligned} V &= N1 + \gamma c \times B \times L \times D + \gamma \times B \times L \times d2 \\ &= 7.22 + 24.5 \times 2.9 \times 1.2 \times 1.5 + 17.0 \times 2.9 \times 1.2 \times 0.0 \\ &= 135.11 \text{ kN} \end{aligned}$$

荷重の偏心距離

$$e = \frac{Mb}{V} = \frac{23.11}{135.11} = 0.171 \text{ m}$$

$$\frac{L}{3} = \frac{1.2}{3} \text{ m} = 0.4 \text{ m} \geq e = 0.171 \text{ m} \dots\dots\dots \underline{\text{OK}}$$

底面反力の作用幅

$$x = 3 \times \left( \frac{L}{2} - e \right) = 3 \times \left( \frac{1.2}{2} - 0.171 \right) = 1.287 \text{ m}$$

$x > \frac{L}{3}$  より、台形分布  
基礎底面における最大地盤反力度

$$q_{max} = \frac{V}{B \times L} + \frac{6 \times Mb}{B \times L^2} = \frac{135.11}{2.9 \times 1.2} + \frac{6 \times 23.11}{2.9 \times 1.2^2} = 72.029 \text{ kN/m}^2 \leq 100 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \underline{\text{OK}}$$

水平方向せん断地盤反力係数

$$K_s = \lambda \times K_v = \frac{1}{4} \times 23,681 \text{ KN/m}^3 = 5,920 \text{ KN/m}^3$$

$\lambda$ : 鉛直地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比で 1/4 とする。

根入れ部分と底面に作用する水平力の分担比

$$\beta h = \frac{Kh \times D'f}{2 \times K_s \times L} = \frac{21,780 \text{ KN/m}^3 \times 1.5 \text{ m}}{2 \times 5,920 \text{ KN/m}^3 \times 1.2 \text{ m}} = 2.299$$

基礎から地盤に作用する全水平力

$$H = H_{y1} = 7.974 \text{ kN}$$

基礎底面に作用する水平力

$$H_b = \frac{1}{1 + \beta h} \times H = \frac{1}{1 + 2.299} \times 7.974 \text{ KN} = 2.417 \text{ KN}$$

基礎の根入れ部分に作用する水平力

$$H_s = \frac{\beta h}{1 + \beta h} \times H = \frac{2.299}{1 + 2.299} \times 7.974 \text{ KN} = 5.557 \text{ KN}$$

許容せん断抵抗の安全率

$$Fa2 = \frac{V \times \mu}{H_b} = \frac{135.11 \text{ KN} \times 0.4}{2.417 \text{ KN}} = 22.36 \geq Fa = 1.2 \dots\dots\dots \underline{\text{OK}}$$

$\mu$ : 基礎底面と地盤との摩擦係数  $\mu = 0.4$  とする。

Fa: 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力の安全率 Fa は暴風時の 1.2 とする。

基礎側面の水平抵抗力

$$Fs2 = \frac{Kp \times \gamma \times D^2 \times B}{2 \times H_s} = \frac{3.53 \times 17 \text{ KN/m}^3 \times 1.5 \text{ m}^2 \times 2.9 \text{ m}}{2 \times 5.557 \text{ KN}} = 35.232 \geq Fa = 1.1 \dots\dots \underline{\text{OK}}$$

Fa: 基礎側面地盤の許容水平支持力度の安全率 Fa は暴風時の 1.1 とする。

基礎側面の曲げモーメント抵抗力

$$Fm2 = \frac{Kp \times \gamma \times D^3 \times B}{6 \times M_s} = \frac{3.53 \times 17 \text{ KN/m}^3 \times 1.5 \text{ m}^3 \times 2.9 \text{ m}}{6 \times 41.514 \text{ KN}} = 2.358 \geq Fa = 1.1 \dots\dots \underline{\text{OK}}$$

Fa: 基礎側面地盤の許容水平支持力度の安全率 Fa は暴風時の 1.1 とする。

## 7.5 常時の算定

根入れ部分と底面に作用するモーメントの分担比

$$\beta m = \frac{Kh}{K_v} \times \left(\frac{D'f}{L}\right)^3 = \frac{21,780}{23,681} \times \left(\frac{1.5}{1.2}\right)^3 = 1.796$$

基礎底面における全作用モーメント

$$M = M_{y3} = 7.154 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

基礎底面に作用するモーメント

$$M_b = \frac{1}{1 + \beta M} \times M = \frac{1}{1 + 1.796} \times 7.154 = 2.558 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

基礎底面を中心とする根入れ部分に作用するモーメント

$$M_s = \frac{\beta M}{1 + \beta M} \times M = \frac{1.796}{1 + 1.796} \times 7.154 = 4.596 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

基礎底面に作用する鉛直荷重

$$\begin{aligned} V &= N1 + \gamma_c \times B \times L \times D + \gamma \times B \times L \times d2 \\ &= 7.22 + 24.5 \times 2.9 \times 1.2 \times 1.5 + 17.0 \times 2.9 \times 1.2 \times 0.0 \\ &= 135.11 \text{ kN} \end{aligned}$$

荷重の偏心距離

$$e = \frac{M_b}{V} = \frac{2.558}{135.11} = 0.0189 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{1.2}{6} \text{ m} = 0.2 \text{ m} \geq e = 0.0189 \text{ m} \dots\dots\dots \text{OK}$$

底面反力の作用幅

$$x = 3 \times \left(\frac{L}{2} - e\right) = 3 \times \left(\frac{1.2}{2} - 0.0189\right) = 1.743 \text{ m}$$

$x > \frac{L}{2}$  より、台形分布  
基礎底面における最大地盤反力度

$$\begin{aligned} q_{max} &= \frac{V}{B \times L} + \frac{6 \times M_b}{B \times L^2} \\ &= \frac{135.11}{2.9 \times 1.2} + \frac{6 \times 2.558}{2.9 \times 1.2^2} = 42.5 \text{ kN/m}^2 \leq 50 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

## 7.6 配筋の算定

D-13 の鉄筋を 5 本使用するものとして算定。 断面積  $A_s = 6.335 \text{ cm}^2$

$$\begin{aligned}
 q' &= q_{max} \times \left(1 - \frac{B}{2 \times x}\right) \\
 &= 99.419 \times \left(1 - \frac{2.9}{2 \times 2.265}\right) = 35.773 \text{ kN/m}^2 \\
 p1 &= q_{max} - D \times \gamma \times c \\
 &= 99.419 - 1.5 \times 24.5 = 62.669 \text{ kN/m}^2 \\
 p2 &= q' - D \times \gamma \times c \\
 &= 35.773 - 1.5 \times 24.5 = -0.977 \text{ kN/m}^2 \\
 x' &= \frac{B \times p1}{2 \times (p1 + |p2|)} \\
 &= \frac{2.9 \times 62.669}{2 \times (62.669 + 0.977)} = 1.428 \text{ m} \\
 M &= \frac{L \times p1 \times x'}{2} \times \left(\frac{B}{2} - \frac{x'}{3}\right) \\
 &= \frac{1.2 \times 62.669 \times 1.428}{2} \times \left(\frac{2.9}{2} - \frac{1.428}{3}\right) = 52.299 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 Q &= \frac{L \times p1 \times x'}{2} \\
 &= \frac{1.2 \times 62.669 \times 1.428}{2} = 53.695 \text{ kN} \\
 As' &= \frac{M}{fb \times j \times d} \\
 &= \frac{5229.9}{27 \times 0.875 \times 140} \\
 &= 1.58 \text{ cm}^2 \leq As = 6.335 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \underline{\text{OK}} \\
 \tau &= \frac{Q}{L \times j \times d} \\
 &= \frac{53,695}{120 \times 0.875 \times 140} \\
 &= 3.65 \text{ N/cm}^2 = 0.0365 \text{ N/mm}^2 \leq fs = 0.33 \text{ N/mm}^2 \dots\dots\dots \underline{\text{OK}}
 \end{aligned}$$