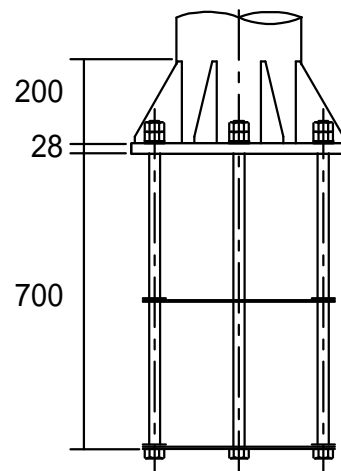
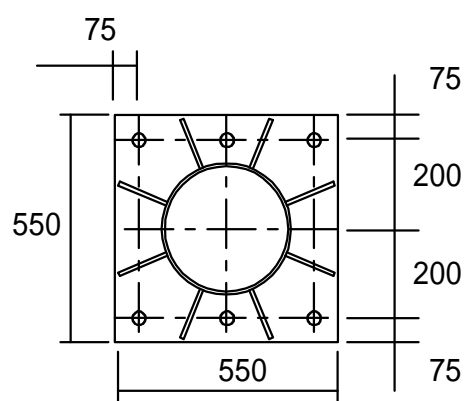


FLG PL- 22
RIB PL- 12
BOLT 8 - M 20



BASE PL- 28
RIB PL- 12
ANCHOR BOLT 6 - M 30

1 . 規格・寸法等

(1) 規格・寸法

風速 50 m / s

	縦 m	横 m	
標識板	BA = 2.000	BB = 3.000	
	長さ m	径 mm	肉厚 mm
支柱	L = 7.050	DB = 240.0	DBt = 7.0
梁 2本	UL1 = 4.350	U1 = 165.2	U1t = 5.0
梁立鋼 2本	UL3 = 1.000	U3 = 114.3	U3t = 4.5
柱心から板まで	UL2 = 1.500 m 張り出し		
板下からBPまで	L1 = 5.250 m		
梁から板下 上梁	L2 = 1.500 m		
下梁	L3 = 0.500 m		
支柱		柱上端径	DB 1 = 240.0 mm
柱長	L = 7.050	柱下端径	DB 2 = 310.5 mm
支柱重量	334.822 kg	柱厚さ	DBt = 7.0 mm

(2) 単位重量

	単位重量
標識板	BWA 20.0 kg/m ²
添架標識板	HWA 20.0 kg/m ²
点検足場	TWA 0.0 kg/m ²
梁	UWA 19.80 kg/m
梁立鋼	UWB 12.20 kg/m
柱	CWB 47.49 kg/m
外照灯	0.0 kg/灯

荷重

	直風時	斜風時	
鉛直力	0.651	0.651	t
水平力	1.394	0.760	t
固定M	0.808	0.808	tm
回転M	3.425	1.797	tm
転倒M	8.102	4.317	tm
合成M	8.142	5.125	tm

2 . 風 圧

風速 V = 50 m/sec
 風圧係数 CD 板 = 1.2
 柱, 梁 = 0.7

風荷重 P0 = (1/16) · V² · CD
 P01 = 標識板 = 188kg/m²
 P02 = 柱, 梁 = 109kg/m²
 P03 = 添架標識板 = 188kg/m²

3 . 荷重の算定

(1) 固定荷重 (フランジ部は無視する)

ア . 重量

標識板

$$BW = 3.000\text{m} \times 2.000\text{m} \times 20\text{kg/m}^2 = 120.0 \text{ kg}$$

梁 (n= 2 本)

$$U1W = UL1 \cdot UWA$$

$$U1W1 = 4.350\text{m} \times 19.8\text{kg/m} = 86.1 \text{ kg / 本}$$

$$U1W = 172.2 \text{ kg}$$

梁立鋼 (n= 2 本)

$$U2W = UL3 \cdot UWB$$

$$U2W1 = 1.000\text{m} \times 12.2\text{kg/m} = 12.2 \text{ kg / 本}$$

$$U2W = 24.4 \text{ kg}$$

梁断面算定用の荷重

$$\text{小計} = BW + TW + U1W + U2W = 316.6 \text{ kg}$$

支 柱

$$Cw = L \cdot CWB = 7.050\text{m} \times 47.5\text{kg/m} = 334.8 \text{ kg}$$

$$\text{小計} = HW + Cw = 334.8 \text{ kg}$$

合計 = 651 kg

イ 鉛直モーメント

(直風時)

$$\begin{aligned} \text{標識板} \quad MW &= Bw \cdot (UL2 + BB/2) \\ &= 120.0\text{kg} \times (1.500\text{m} + 3.000\text{m}/2) = 360.0\text{kg} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(斜風時)

$$= 360.0 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{梁} \quad MA1W &= U1W \cdot UL1 / 2 \quad (n = 2 \text{ 本}) \\ &= 172.2\text{kg} \times 4.350\text{m} / 2 = 374.5 \text{ kg} \cdot \text{m} / 2\text{本} \end{aligned}$$

$$= 374.5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{梁立鋼} \quad MA2W &= U2W \cdot (UL2 + BB/2) \\ &= 24.4\text{kg} \times (1.500\text{m} + 3.000\text{m}/2) = 73.2\text{kg} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$= 73.2 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{計} \quad 807.7 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$807.7 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\text{支柱断面算定用の荷重} \quad Mw = 808 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

(2) 風荷重 (フランジ部は無視する)

ア 水平力	(直風時)	(斜風時)
標識板	BH = BA · BB · P01 = 3.000m × 2.000m × 188kg/m ² = 1128.0kg	= 582.8 kg
梁	U1H = UL2 · U1 · P02 = 1.500m × 0.1652m × 109kg/m ² = 27.0 kg / 本 = 54.0 kg (n = 2 本)	= 27.0 kg
梁計算用の水平力	1182 kg (n = 2 本)	
柱	CH = DB · L · P02 = 0.2753m × 7.050m × 109kg/m ² = 211.5kg = 1394 kg	= 149.6 kg = 760 kg
イ ねじりモーメント	(直風時)	(斜風時)
標識板	MW = BH · (UL2 + BB / 2) = 1128.0 × (1.500 + 3.000 / 2) = 3384.0 kg·m	= 1776.6 kg·m
梁	MA1W = U1H · UL2 / 2 = 54.0kg × 1.500 / 2m = 40.5 kg·m	= 20.3 kg·m
計	= MW + MA1W = 3425 kg·m	= 1797 kg·m
支柱断面算定用の荷重	Mt = 3425 Kg·m	1797 kg·m
ウ 風時曲げモーメント	(直風時)	(斜風時)
標識板	MX = BH · (L1 + BA / 2) = 1128.0 × (5.250 + 2.000 / 2) = 7050 kg·m	= 3642.5 kg·m
梁	MA1X = U1H · (L1 + BA / 2) = 54.0 × (5.750 + 1.000 / 2) = 338 kg·m	= 169 kg·m
柱	CM = P02 · (2 · DB1 + DB2) · (L ²) / 6 = 714 kg·m	= 505 kg·m
計	= 8102 kg·m	= 4,317 kg·m

4. 柱・梁の断面算定

(1) 梁

ア 荷重等	梁 1 本に対する荷重	梁全体に対する荷重
鉛直力によるせん断	UWQ = 159 kg	317 kg
水平力によるせん断	UHQ = 591 kg	1,182 kg
最大せん断力	UQMAX = 612 kg	$= \sqrt{(UWQ^2 + UHQ^2)}$ 1,224 kg
鉛直モーメント	UWM = 404 kg·m	808 kg·m
水平曲げモーメント	UTM = 1713 kg·m	3,425 kg·m
最大曲げモーメント	UMMAX = 1760 kg·m	$= \sqrt{(UWM^2 + UTM^2)}$ 3,519 kg·m
イ 使用部材		
外径	D0 = 165.2 mm	
板厚	T0 = 5.0 mm	d0 = 155.2
断面係数	ZB = 97.8 cm ³	I = 808 cm ⁴
ウ 断面算定		
曲げ応力度	= 1.800 t/cm ² sfb = 2.100 t/cm ² /sfb = 0.857 < 1.000	
せん断応力度	= UQMAX · 2 / 断面積 = 0.049 t/cm ² sfs = 1.200 t/cm ² /sfs = 0.041 < 1.000	25.2 cm ²断面積
		O.K.
		O.K.

(3) 柱

ア 荷重等	
曲げモーメント	M3A = 8,102 kg·m
鉛直モーメント	M3W = 808 kg·m
ねじりモーメント	M3N = 3,425 kg·m
最大曲げモーメント	M3max = 8,142 kg·m $= \sqrt{(M3A^2 + M3W^2)}$
イ 使用部材	
外径	D0 = 310.5 mm
板厚	T0 = 7.0 mm
断面係数	Z3 = 495 cm ³
断面積	A2 = 66.7 cm ²
断面極二次モーメント	Ip = 15,380 cm ⁴
断面二次半径	i = 10.73 cm

ウ 圧縮材の細長比
座屈長 $l_k = 1,250 \text{ cm}$
圧縮材の細長比
 $= 116.5$

エ 許容圧縮応力度
ヤング係数 $E = 2,100 \text{ t/cm}$
 $F = 2.1 \text{ t/cm}^2$
限界細長比 $= 128$

許容圧縮応力度 $f_c = 0.684 \text{ t/cm}^2$

オ 断面算定

(ア) 曲げモーメント

圧縮応力度 $c = N1/A2$ $A2 = 66.70 \text{ cm}^2$
 $= 0.010$ $N1 = 0.651 \text{ t}$
曲げ応力度 $b = M3max/Z3$ $M3max = 814 \text{ t}\cdot\text{cm}$
 $= 1.645 \text{ t/cm}^2$ $Z3 = 495.0 \text{ cm}^3$
組合せ応力度 $= c + b$
 $= 1.655 \text{ t/cm}^2$

$((c/f_c) + (b/f_b)) \cdot (1/1.5) = 0.793 < 1.000$ O.K.

(イ) せん断力

ねじれせん断応力度
 $= (M3N/l_p) \cdot (DA/2)$ $M3N = 342.5 \text{ t/cm}^2$
 $= 0.346 \text{ t/cm}^2$ $DA = 31.05 \text{ cm}$

最大せん断応力度
 $max = (1/2) \cdot \sqrt{(\quad^2 + 4 \cdot \quad^2)}$
 $= 0.897 \text{ t/cm}^2$

許容せん断応力度
 $sfs = fs \cdot 1.5$
 $= 1.200 \text{ t/cm}^2$

$max/sfs = 0.748 < 1.000$ O.K.

(ウ) 合成力

最大合成応力 $max = \sqrt{ \quad^2 + \quad^2 }$
 $= 1.725 \text{ t/cm}^2$

許容応力度 $sfb = fb \cdot 1.5$
 $= 2.1 \text{ t/cm}^2$

$max/(fb \times 1.5) = 0.821 < 1.000$ O.K.

5. 仕口の算定

合成曲げモーメント

$M = \sqrt{(171.3^2 + 40.4^2)} = 175.95 \text{ t}\cdot\text{cm}$

合成せん断力

$S = \sqrt{(0.159^2 + 0.591^2)} = 0.612 \text{ t}$

フランジプレート (mm)		リブプレート (mm)	
厚さ t1	22	厚さ t1	12
外径 d2	350	長さ h2	200
ホルト d	20	溶接	
ホルトピッチD1	280	サイズ s	5
ホルト本数	8	溶接長さ	165

ボルトの算定

M-20 $A = 3.14 \text{ cm}^2$ 8本

$T = 4 \times M / (n \times D1) = 3.142 \text{ t}$

$Q = S / n = 0.077 \text{ t}$

$t = T / A = 3.142 / 3.14 = 1.001 \text{ t/cm}^2$
 $1.001 / 1.00 / 1.5 = 0.667 < 1.000$ O.K.

フランジプレートの算定

$Ly = 28.00 \times \sin(180^\circ / n) = 10.72 \text{ cm}$

$Lx = (35.00 - 16.52) / 2 = 9.24 \text{ cm}$

$W = T / (Lx \times Ly) = 0.032$

$Ly/Lx = 1.16 = 0.116$

$M = 0.032 \times 9.24 \times 9.24 \times 0.116 = 0.317 \text{ t}\cdot\text{cm/cm}$

$t = \sqrt{6 \times M / 1.4 / 1.5} = 0.952 = 9.52 < 22$ O.K.

リブプレートの算定

$Q = 0.032 \times 9.24 \times 9.24 \times 2 = 5.464 \text{ t}$

$= 5.464 / (t \times h2) = 0.228$
 $0.228 / 0.8 / 1.5 = 0.190 < 1.000$ O.K.

溶接の算定

すみ肉 $S = 5 \text{ mm}$ 両側溶接

のど厚 $a = 0.7 \times 5 = 3.5 \text{ mm}$

溶接長 $L = h2 - 2.5 - 2 \times S = 16.5 \text{ cm}$

$S = Q / 2(a \times L) = 0.473 \text{ t/cm}^2$

$\frac{0.473 \times 1}{0.8 \times 1.5} = 0.394 < 1.000$ O.K.

たわみ

梁材のたわみ $L1 = 450$ $L2 = 150$ $L3 = 150$

$Y1 = 1/2 \times 1 / (2 \times E \times I) \{ (W4 \times (L2+L3)^2 (3 \times L1 - L2 - L3)) / 3 + 2 \times W1 \times L1^4 / 4 \}$
 $= 1.268 \text{ cm}$

支柱のたわみ角

$i = My3 \times h1 / (2 \times E \times I) = 0.00156$

支柱のたわみによる梁材のたわみ

$Y2 = L1 \times i = 0.702 \text{ cm}$

$Y = Y1 + Y2 = 1.970 \text{ cm}$

アンカー部断面算定

アンカープレート b	55.00 cm
D	55.00 cm
アンカープレート t	2.8 cm

板厚 t	1.2 cm
リブ高さ h	20.0 cm
ボルト径	3.0 cm
埋込長 l	70.0 cm

1) 作用応力

$$N = 0.651 \text{ t} \quad H = 1.394 \text{ t} \quad M = 8.102 \text{ t m}$$

2) 中立軸の算定

アンカーボルトの径 = 3.0 cm
 アンカーボルトの本数 n = 3 本
 $e = M / N = 1244.5 \text{ cm}$
 $b = 55 \text{ cm}$
 $D = 55 \text{ cm}$
 $d = 47.5 \text{ cm}$
 $a t = 21.21 \text{ cm}^2$
 $X n^3 + 3 \cdot (e - (D / 2)) \cdot X n^2 - (6 \cdot n \cdot a t / b) (e + (D / 2) - d') (d - X n) = 0$
 以上より、 $X n = 18.59 \text{ cm}$

b : ベース横断方向
 D : ベース縦断方向
 d' : 端寄せ距離
 d : 有効長さ
 n : ヤング係数比

3) コンクリートの圧縮応力度

$$c = (2 \cdot N \cdot (e + D / 2 - d')) / (b \cdot X n \cdot (d - X n / 3)) = 39.0 \text{ Kg / cm}^2 < c a = 70 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

4) アンカーボルトの引張応力度

$$T = (N \cdot (e - D / 2 + X n / 3)) / (d - X n / 3) = 19.281 \text{ t}$$

$$t = T / a t = 0.909 \text{ t / cm}^2 < f t = 1.500 \text{ t / cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

(0.606 < 1.000 OK)

5) アンカーボルトの埋込み長さ

$$l = (t \cdot) / (6 \cdot f b) \times (1 / 1.5) = 43.3 \text{ cm}$$

$$f b = 7 \text{ kg / cm}^2 < 70.0 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

6) ベース面とコンクリートの摩擦抵抗

ベースプレートとコンクリートの摩擦係数 $\mu = 0.4$
 $Q a = \mu \cdot (T + N) = 7.973 \text{ t} > 1.394 \text{ t} \quad \text{O.K.}$

7) ベースプレート

二辺固定版 $l y / l x = 1.605 = 0.406$
 荷重 $w1 = 39.0 \text{ kg / cm}^2$ $w2 = 13.882 \text{ kg / cm}^2$
 平均等分布荷重 $w0 = (w1 + w2) / 2 = 26.4 \text{ kg / cm}^2$
 $M b(1) = w0 \cdot l x^2 \cdot = 1537 \text{ kg} \cdot \text{cm} / \text{cm}$

三辺固定版 $l y / l x = 1.384 = 0.161$
 荷重 $w1 = 39.0 \text{ kg / cm}^2$ $w2 = 13.882 \text{ kg / cm}^2$
 平均等分布荷重 $w0 = (w1 + w2) / 2 = 26.4 \text{ kg / cm}^2$
 $M b(2) = w0 \cdot l x^2 \cdot = 610 \text{ kg} \cdot \text{cm} / \text{cm}$

よって二辺固定版にて決定する $M b = 1.537 \text{ t} \cdot \text{cm} / \text{cm}$

ベースプレートの算定

$$t = \sqrt{(6 \cdot M b) / (1.5 \cdot f t)} = 2.10 \text{ cm} < \text{PL} - 28 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

8) リブプレート

リブプレートに働くせん断力

$$Q = w01 \cdot l x \cdot l x \cdot 2 = 7572 \text{ kg} = 7.572 \text{ t}$$

リブプレートのせん断応力度

$$t = 1.2 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$= Q / (t \cdot h) = 0.316 \text{ t / cm}^2 < f s = 1.200 \text{ t / cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

溶接部の算定

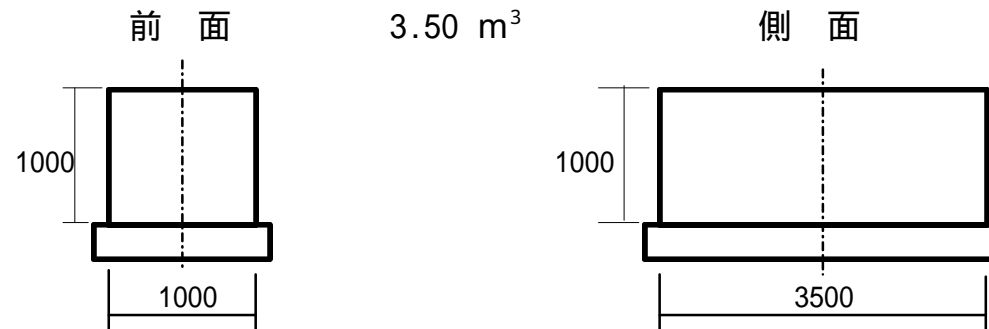
スカラップ R = 2.5 cm
 すみ肉 s = 0.6 cm 両側溶接とする。
 のど厚 a = 0.7 x s = 0.42 cm
 溶接長 l = h - R - 2 x s = 16.3 cm
 $= Q / (2 \cdot l \cdot a) = 0.553 \text{ t / cm}^2 < f s = 1.200 \text{ t / cm}^2 \quad \text{O.K.}$

直接基礎強度計算

荷 重	直 風 時	斜 風 時	固 定 時
鉛 直 力	Nx = 0.651 t	Ny = 0.651 t	My3 = 0.808 t m
水 平 力	Hx = 1.394 t	Hy = 0.760 t	
曲げモーメント	Mx = 8.102 t m	My = 5.125 t m	

N値： 10

基礎寸法	前 幅	W = 1.000 m	土かぶり	D = 0.250 m
	側面長	L = 3.500 m	基礎 偏 心 量	横断方向：0 m
	高 さ	H = 1.000 m		縦断方向：0 m
鉄筋 D-13 3 本				cc



直風時

1) 底面地盤反力度

水平方向地盤反力係数

$$KH = KH0 (BH / 30)^{-3/4} = 7.556 \text{ kg/cm}^3 = 7556 \text{ t/m}^3$$

鉛直方向地盤反力係数

$$KV = KV0 (BV / 30)^{-3/4} = 4.723 \text{ kg/cm}^3 = 4723 \text{ t/m}^3$$

根入れ部分と底面に作用するモーメントの分担比

$$M = KH / KV \cdot (H / L)^3 = 0.0373$$

基礎底面における全作用モーメント(tm)

$$M = Mx + Hx \cdot H = 9.496 \text{ t m}$$

基礎底面に作用するモーメント(tm)

$$MB = 1 / (1 + M) \cdot M = 9.155 \text{ t m}$$

基礎底面を中心とする根入れに作用するモーメント(tm)

$$MS = M / (1 + M) \cdot M = 0.341 \text{ t m}$$

基礎底面に作用する鉛直荷重(t)

$$V = Nx + W1 = 10.889 \text{ t}$$

偏心距離

$$e = MB / V = 0.841 \text{ m} < L / 3 = 1.167 \quad \text{O.K.}$$

底面反力の作用幅

$$x = 3 (L / 2 - e) = 2.728 < 3.500$$

x < Lより 三角形分布

基礎底面における最大地盤反力度

$$q_{\max} = 2V / Wx = 7.983 \text{ t/m}^2 < 10 \text{ t/m}^2 \quad \text{O.K.}$$

2) 底面地盤のせん断抵抗力

水平方向のせん断バネ定数

$$Ks = \cdot KV = 1181 \text{ t/m}^3$$

根入れ部分と底面に作用する水平力の分担比

$$H = KH \cdot D'f / (2 \cdot Ks \cdot L) = 0.914$$

基礎底面に作用する水平力

$$HB = 1 / (1 + H) \cdot Hx = 0.728 \text{ t}$$

基礎の根入れ部分に作用する水平力

$$HS = H / (1 + H) \cdot Hx = 0.666 \text{ t}$$

許容せん断抵抗力の安全率

$$nH1 = V \cdot \mu / HB = 7.479 > nh = 1.2 \quad \text{O.K.}$$

3) 側面地盤の水平抵抗力

基礎側面の水平抵抗力

$$nP1 = KP \cdot \cdot H^2 \cdot W / (2 \cdot HS) = 4.505 > np = 1.1 \quad \text{O.K.}$$

基礎側面の曲げモーメント抵抗力

$$nP2 = KP \cdot \cdot H^3 \cdot W / (6 \cdot MS) = 2.933 > np = 1.1 \quad \text{O.K.}$$

斜風時

1) 底面地盤反力度

水平方向地盤反力係数
$$K_H = K_{H0} (B_H / 30)^{-\frac{3}{4}} = 4.723 \text{ kg/cm}^3 = 4723 \text{ t/m}^3$$

鉛直方向地盤反力係数
$$K_V = K_{V0} (B_V / 30)^{-\frac{3}{4}} = 4.723 \text{ kg/cm}^3 = 4723 \text{ t/m}^3$$

根入れ部分と底面に作用するモーメントの分担比
$$M = K_H / K_V \cdot (H / W)^3 = 1.0000$$

基礎底面における全作用モーメント(tm)
$$M = M_y + H_y \cdot H = 5.885 \text{ t m}$$

基礎底面に作用するモーメント(tm)
$$M_B = 1 / (1 + M) \cdot M = 2.943 \text{ t m}$$

基礎底面を中心とする根入れに作用するモーメント(tm)
$$M_S = M / (1 + M) \cdot M = 2.943 \text{ t m}$$

鉛直荷重 $V = N_y + W_1 = 10.889 \text{ t}$

偏心距離 $e = M_B / V = 0.270 \text{ m} < W / 3 = 0.333 \text{ O.K.}$

底面反力の作用幅
$$x = 3 (W / 2 - e) = 0.690 < 1.000$$

 $x < W$ より 三角形分布

基礎底面における最大地盤反力度
$$q_{\max} = 2 V / L x$$

$$= 9.018 \text{ t/m}^2 < 10 \text{ t/m}^2 \text{ O.K.}$$

2) 底面地盤のせん断抵抗力

水平方向のせん断バネ定数
$$K_s = \cdot K_V = 1181 \text{ t/m}^3$$

根入れ部分と底面に作用する水平力の分担比
$$H = K_H \cdot D' f / (2 \cdot K_s \cdot W) = 2.000$$

基礎底面に作用する水平力
$$H_B = 1 / (1 + H) \cdot H_y = 0.253 \text{ t}$$

基礎の根入れ部分に作用する水平力
$$H_S = H / (1 + H) \cdot H_y = 0.507 \text{ t}$$

許容せん断抵抗力の安全率
$$nH_1 = V \cdot \mu / H_B = 21.520 > n_h = 1.2 \text{ O.K.}$$

3) 側面地盤の水平抵抗力

基礎側面の水平抵抗力
$$nP_1 = K_P \cdot \cdot H^2 \cdot L / (2 \cdot H_S) = 20.714 > n_p = 1.1 \text{ O.K.}$$

基礎側面の曲げモーメント抵抗力
$$nP_2 = K_P \cdot \cdot H^3 \cdot L / (6 \cdot M_S) = 1.189 > n_p = 1.1 \text{ O.K.}$$

常時

根入れ部分と底面に作用するモーメントの分担比
$$M = 1.0000$$

基礎底面における全作用モーメント
$$M_y = 0.808 \text{ t m}$$

基礎底面に作用するモーメント
$$M_B = 1 / (1 + M) \cdot M_y = 0.404 \text{ t}$$

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
$$M_S = M / (1 + M) \cdot M_y = 0.404 \text{ t}$$

鉛直荷重 $V = 10.889 \text{ t}$

偏心距離 $e = M_B / V = 0.0371 \text{ m} < H / 6 = 0.1667 \text{ O.K.}$

底面反力の作用幅
$$x = 3 (W / 2 - e) = 1.389 > 1.000$$

 $x > W$ より 台形分布

基礎底面における最大地盤反力度
$$q_{\max} = V / L W + 6 M_B / L \cdot W^2$$

$$= 3.804 \text{ t/m}^2 < 5 \text{ t/m}^2 \text{ O.K.}$$

配筋

鉄筋 D-13 3本 $A_s = 3.801 \text{ cm}^2$

$q' = q_{\max} (1 - L / 2x) = 2.862 \text{ t/m}^2$

$P_1 = q_{\max} - H_c = 5.633 \text{ t/m}^2$

$P_2 = q' - H_c = 0.512 \text{ t/m}^2$

$x' = L P_1 / 2 (P_1 - P_2) = 1.925 \text{ m}$

$M = W P_1 x' / 2 \cdot (L / 2 - x' / 3) = 6.009 \text{ t m}$

基礎コンクリートの断面係数 $Z = (W \times H^2) / 6 = 100 \times 100^2 / 6 = 166667 \text{ cm}^3$

$t = (M \times 10^5) / Z = 3.605 \text{ kg/cm}^2 > 3.375 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.U.T}$

よって、配筋が必要である。

$Q = W P_1 x' / 2 = 1.000 \times 5.633 \times 1.925 = 5.422 \text{ t}$

必要鉄筋量

$A_s' = M / (f_b j d) / 1.25 = 3.391 \text{ cm}^2 < 3.801 \text{ cm}^2 \text{ O.K.}$

$= Q / (W j d) = 0.689 \text{ kg/cm}^2 < 4.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K.}$

$f_b = 1.800 \text{ t/cm}^2, j = 0.875, d = 90 \text{ cm}$

よって、鉄筋 D-13 3本で、安全である。