

BOX カルバートの設計(下水道耐震) サンプルデータ

出力例

Sample_4

下水道施設準拠 RC函体杭基礎単BOX
のサンプルデータ

目次

1章 設計条件	1
1.1 設計条件	1
1.2 断面形状図	1
1.3 地盤条件および補正係数	1
1.4 使用材料および安全係数	2
1.5 土圧係数	3
1.6 鉄筋かぶり	3
1.7 応答速度	4
2章 荷重	5
2.1 荷重の組合せ	5
2.2 死荷重	5
2.3 活荷重	8
2.4 地震時水平力(レベル1)	10
2.5 地震時水平力(レベル2)	13
3章 構造解析モデル	15
3.1 骨組図	15
3.2 格点	15
3.3 部材	15
3.4 地盤バネ	16
4章 設計断面力	17
4.1 杭頭M無視	17
4.1.1 常時	17
4.1.2 レベル1地震時	18
4.1.3 レベル2地震時	18
4.2 杭頭M考慮	19
4.2.1 常時	19
4.2.2 レベル1地震時	20
4.2.3 レベル2地震時	20
5章 断面力図	21
5.1 杭頭M無視	21
5.1.1 常時	21
5.1.2 レベル1地震時	24
5.1.3 レベル2地震時	25
5.2 杭頭M考慮	26
5.2.1 常時	26
5.2.2 レベル1地震時	29
5.2.3 レベル2地震時	30
6章 断面照査	31
6.1 杭頭M無視	31
6.1.1 常時	31
6.1.2 レベル1地震時	38
6.1.3 レベル2地震時	46
6.2 杭頭M考慮	51
6.2.1 常時	51
6.2.2 レベル1地震時	58
6.2.3 レベル2地震時	65
7章 杭照査	70
7.1 基本条件	70
7.2 杭配置	71

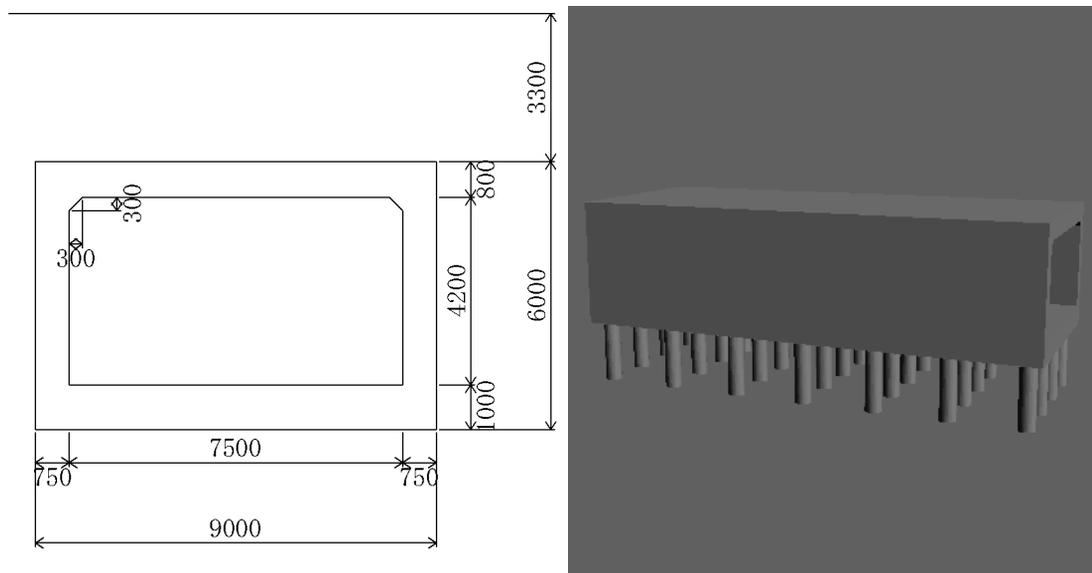
7.3 支点バネ	72
7.4 杭頭に作用するボックス反力	74
7.5 杭の許容鉛直支持力・引抜き力	75
7.6 杭反力	77
7.7 杭体断面力	78
7.8 杭体モーメント図	82
7.9 杭本体の照査	84
7.10 杭の変位量	90
7.11 杭頭結合部の照査	90
7.11.1 押込み力に対する照査	90
7.11.2 水平力に対する照査	92
7.11.3 杭頭部補強鉄筋の計算	93
8章 縦断方向の検討	95
8.1 断面定数	95
8.2 地盤条件と地盤定数の設定	97
8.3 断面力の算定	97
8.4 レベル1地震時照査	101
8.5 レベル2地震時照査	103

1章 設計条件

1.1 設計条件

(主たる適用基準：下水道施設)

1.2 断面形状図



1.3 地盤条件および補正係数

No	層厚 Hi (m)	土質	N 値	t (kN/m ³)	sat (kN/m ³)	・ Eo (kN/m ²)		Vsi (m/s)
						常時	地震時	
1	43.000	粘性土	2.0	16.00	17.00	5600	5600	125.99
2	5.000	砂質土	50.0	20.00	21.00	140000	140000	294.72

耐震設計上の地盤種別

$$TG = 4 \cdot (Hi/Vsi) = 1.365$$

0.6 TG より、III種地盤、地盤別補正係数 CG=1.2

TGは地表面から基盤面までの層(層No1)により算出します。

地表面から基盤面までの層厚 43.000 (m)

地域別補正係数

地域区分A 地域別補正係数 Cz=1.0

重要度別補正係数

$$CI = 1.1$$

1.4 使用材料および安全係数

コンクリート

単位(N/mm²)

項 目			常 時	地震時	
設計基準強度			ck	21.0	
ヤング係数			Ec	2.35 × 10 ⁴	
許容曲げ圧縮応力度	一般部		ca	7.00	10.50
	隅角部	ハンチ有	ca	7.00	10.50
		ハンチ無	ca	5.25	7.88
許容せん断応力度			a1	0.360	0.540
			a2	1.600	2.400
許容付着応力度	一般部		oa	1.400	2.100
	隅角部		oa	1.400	2.100
設計圧縮強度			f'cd	21.0	

a1：コンクリートのみでせん断力を負担する場合

a2：斜引張鉄筋と共同して負担する場合

鉄筋

単位(N/mm²)

項 目			常 時	地震時	
材質			SD345		
許容引張応力度			sa	176.00	300.00
許容圧縮応力度			sa'	200.00	300.00
設計降伏強度			f'yd	345.0	

安全係数

材料係数	コンクリート		c	1.000	
	鉄筋		s	1.000	
部材係数	曲げ耐力			b	1.000
	せん断耐力	コンクリート		b	1.000
		鉄筋		b	1.000
荷重係数			f	1.000	
構造物解析係数			a	1.000	
構造物係数			i	1.000	

単位重量

単位(kN/m³)

鉄筋コンクリート	c	25.00
水	w	10.00

1.5 土圧係数

土圧係数

鉛直土圧係数		1.000
水平土圧係数	左 Ko	0.500
	右 Ko	0.500

1.6 鉄筋かぶり

単位(cm)

部 位	外側	内側
頂版	7.00	7.00
左側壁	7.00	7.00
右側壁	7.00	7.00
底版	7.00	7.00

1.7 応答速度

応答変位速度表 レベル1

Ts(s)	Sv(m/s)
0.10	0.05250
0.25	0.17100
0.50	0.24000

応答変位速度表 レベル2

Ts(s)	Sv(m/s)
0.10	0.08000
0.70	0.80000

2章 荷重

2.1 荷重の組合せ

基本荷重ケース

CASE	荷重状態
1	死荷重 (case-1 : 浮力あり)
2	鉛直方向活荷重 (case-1 : T-荷重 (2軸))
3	水平方向活荷重
4	地震時水平力 (レベル1)
5	地震時水平力 (レベル2)

組合せ荷重ケース

(1) 常時

No	基本荷重ケース
1	1 + 2
2	1 + 3
3	1 + 2 + 3

(2) レベル1地震動

No	基本荷重ケース
1	1 + 4

(3) レベル2地震動

No	基本荷重ケース
1	1 + 5

2.2 死荷重

躯体自重

頂版

$$w = 0.800 \times 25.00 = 20.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

左側壁

$$w = 0.750 \times 25.00 = 18.75 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

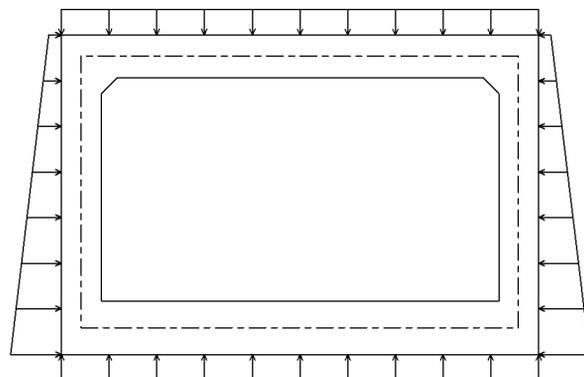
右側壁

$$w = 0.750 \times 25.00 = 18.75 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

底版

$$w = 1.000 \times 25.00 = 25.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

case-1 [浮力あり] 水位 = 6.000(m)



頂版に作用する鉛直土圧

$$w = \gamma \times \{q + (h_i \times i)\}$$

ここに、 γ : 鉛直土圧係数 = 1.000
 q : 路面荷重 = 0.000 (kN/m²)
 h_i : 上載土厚(m)
 i : 上載土の湿潤重量(kN/m³)

頂版上の地層

No	hi (m)	i (kN/m ³)
1	3.300	16.00

$$w = 1.000 \times (0.000 + 52.800) = 52.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

水平土圧および水圧

$$p(z) = K_o \times \{q + (h_i \times i)\} + h_w \times \gamma_w$$

ここに、 $p(z)$: 着目点における水平土圧強度(kN/m²)
 K_o : 静止土圧係数 左 = 0.500 右 = 0.500
 q : 路面荷重 = 0.000 (kN/m²)
 i : 着目点より上の地層の単位重量(kN/m³)
 水位より上 : γ_t , 水位より下 : $\gamma_{sat} - \gamma_w$
 h_i : 着目点より上の層厚(m)
 h_w : 水位から着目点までの深さ(m)
 γ_w : 水の単位重量 = 10.00 (kN/m³)
 z : 着目点深度(m)

底板軸線より上の地層

着目位置	z (m)	hi (m)	i (kN/m ³)	q+ (hi × i) (kN/m ²)	左側壁p (kN/m ²)	右側壁p (kN/m ²)
水位	3.300	3.300	16.00	52.80		
頂版軸線	3.700	0.400	7.00	55.60	31.80	31.80
底板軸線	8.800	5.100	7.00	91.30	100.65	100.65

揚圧力

$$U = w \times hw = 10.00 \times 6.000 = 60.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 w : 水の単位重量 (kN/m³)

hw : 水位から底版下面までの深さ (m)

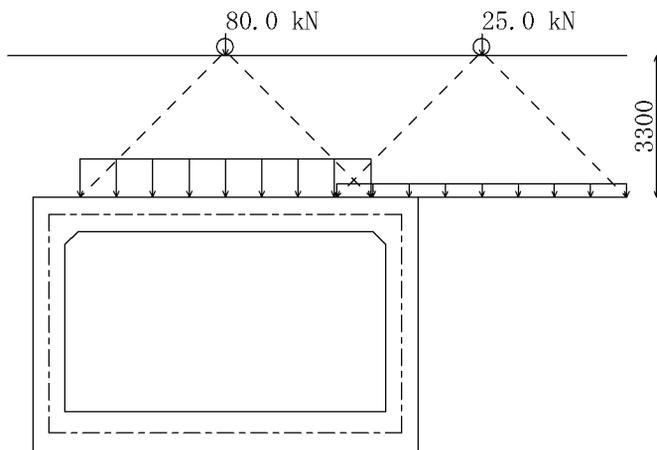
常時の杭基礎の設計には、上記の50%を用いる

$$U = 60.00 \times 0.5 = 30.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2.3 活荷重

(1) 頂版に作用する鉛直荷重

case-1 [鉛直: T-荷重 (2軸)]



輪荷重強度

$$P_v = \left(\frac{2 \cdot P(1+i)}{2.75 \times (2 \cdot h + 0.2)} \right) \cdot \beta$$

P_v : 頂版に作用する鉛直荷重 (kN/m²)

P : 輪荷重強度 (kN)

i : 衝撃係数

h : 土被り厚 (m)

β : 活荷重の低減係数

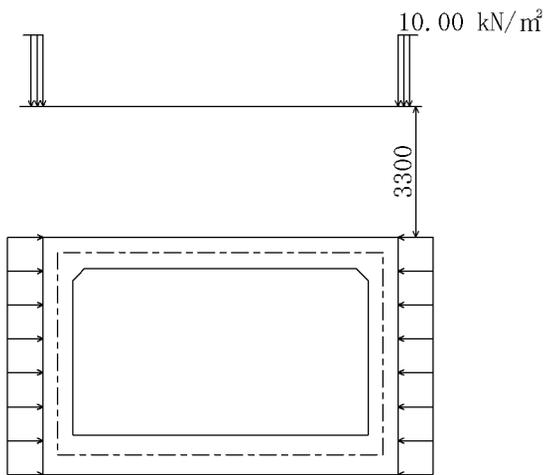
$$\text{後輪 } P_v = \left(\frac{2 \times 80.0(1 + 0.300)}{2.75 \times (2 \times 3.300 + 0.20)} \right) \times 0.900 = 10.01 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{前輪 } P_v = \left(\frac{2 \times 25.0(1 + 0.300)}{2.75 \times (2 \times 3.300 + 0.20)} \right) \times 1.000 = 3.48 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

載荷荷重

	荷重強度 (kN/m ²)	載荷始点 (m)	載荷幅 (m)
後輪	10.01	0.725	6.800
前輪	3.48	6.725	1.525

(2)側壁に作用する水平荷重



載荷荷重

左側壁に作用する水平荷重

$$P = K_o \times p_w = 0.500 \times 10.00 = 5.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

右側壁に作用する水平荷重

$$P = K_o \times p_w = 0.500 \times 10.00 = 5.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2.4 地震時水平力(レベル1)

地盤の特性値 $TG = 1.365$ (s)
 地盤種別 III種
 地盤別補正係数 $CG = 1.2$
 地域別補正係数 $Cz = 1.00$
 重要度別補正係数 $CI = 1.1$
 表層地盤の固有周期 $Ts = 1.25 \times TG = 1.706$ (s)

(1)水平変位振幅荷重

「共同溝設計指針(昭和61年3月)社団法人日本道路協会」図-解6.2.2 設計応答速度より

地域区分 A 表層地盤の固有周期 $Ts = 1.706$ (s)

設計応答速度 $Sv = 0.24000$ (m/s)

水平方向変位振幅

$$U(z) = \left(\frac{2}{\pi^2} \right) \cdot Sv \cdot Ts \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H} \right)$$

ここに、 $U(z)$: 深さ z 点における水平方向振幅(m)

H : 表層地盤の厚さ 43.000 (m)

水平変位振幅荷重

$$p(z) = kH(z) \cdot \{U(z) - U(zB)\}$$

ここに、 $p(z)$: 深さ z 点における水平変位振幅荷重(kN/m²)

$kH(z)$: 深さ z 点における水平方向地盤反力係数(kN/m³)

$U(zB)$: 底板軸線における水平方向振幅 = 0.078742 (m)

$zB = 8.800$ (m)

No	z (m)	kH (kN/m ³)	U(z) (m)	U(z) - U(zB) (m)	P(z) (kN/m ²)
1	3.700	1202	0.082237	0.00349	4.200
2	4.200	1202	0.082019	0.00328	3.938
3	4.700	1202	0.081773	0.00303	3.644
4	5.200	1202	0.081501	0.00276	3.316
5	5.700	1202	0.081201	0.00246	2.955
6	6.200	1202	0.080874	0.00213	2.563
7	6.700	1202	0.080520	0.00178	2.137
8	7.200	1202	0.080139	0.00140	1.680
9	7.700	1202	0.079732	0.00099	1.190
10	8.200	1202	0.079298	0.00056	0.668
11	8.700	1202	0.078837	0.00010	0.115
12	8.800	1202	0.078742	0.00000	0.000

(2)地震時周面せん断力

$$\tau_u = \frac{G_u}{\pi \cdot H} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot z_u}{2 \cdot H}\right)$$

$$\tau_B = \frac{G_B}{\pi \cdot H} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot z_B}{2 \cdot H}\right)$$

$$\tau_s = \frac{\tau_u + \tau_B}{2}$$

$$G(z) = \frac{\gamma t(z)}{g} \cdot V_{sD}(z)^2$$

$$V_{sD}(z) = C_v \cdot V_s(z)$$

$$C_v = 0.8 \quad (V_s(z) < 300)$$

$$C_v = 1.0 \quad (V_s(z) \geq 300)$$

- ここに、
 u : 頂版に作用する地震時周面せん断力(kN/m²)
 B : 底版に作用する地震時周面せん断力(kN/m²)
 s : 側壁に作用する地震時周面せん断力(kN/m²)
 Gu : 頂版軸線位置における地盤のせん断弾性波係数(kN/m²)
 GB : 底版軸線位置における地盤のせん断弾性波係数(kN/m²)
 zu : 頂版軸線位置の深度 = 3.700 (m)
 zB : 底版軸線位置の深度 = 8.800 (m)
 G(z) : 深さz点における地盤のせん断弾性波係数(kN/m²)
 t(z) : 深さz点における地層の湿潤重量(kN/m³)
 g : 重力加速度(m/s²)
 VsD(z) : 深さz点における地盤のせん断弾性波速度(m/s)
 Vs(z) : 深さz点における地層の平均せん断弾性波速度(m/s)

$$G_u = \left(\frac{16.00}{9.8}\right) \times (0.8 \times 126.0)^2 = 16586 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\tau_u = \left(\frac{16586}{\pi \times 43.000}\right) \times 0.24000 \times 1.706 \times \sin\left(\frac{\pi \times 3.700}{2 \times 43.000}\right) = 6.776 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$G_B = \left(\frac{16.00}{9.8}\right) \times (0.8 \times 126.0)^2 = 16586 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\tau_B = \left(\frac{16586}{\pi \times 43.000}\right) \times 0.24000 \times 1.706 \times \sin\left(\frac{\pi \times 8.800}{2 \times 43.000}\right) = 15.888 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\tau_s = \frac{6.776 + 15.888}{2} = 11.332 \quad (\text{kN/m}^2)$$

(3)慣性力

地上部設計水平震度

$$\begin{aligned} K_{hf} &= C_z \cdot C_G \cdot C_I \cdot K_{ho} \\ &= 1.00 \times 1.2 \times 1.1 \times 0.20 = 0.264 \end{aligned}$$

深さz点における設計水平震度

$$\begin{aligned} K_h &= K_{hf} \cdot (1 - 0.015 \cdot z) \\ &\text{但し、}(1 - 0.015 \cdot z) \geq 0.50 \end{aligned}$$

頂版 (z = 3.700m)

$$\begin{aligned} K_{hu} &= 0.264 \times 0.944 = 0.249 \\ w &= 0.249 \times 0.800 \times 25.00 = 4.987 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

底版 (z = 8.800m)

$$KhB = 0.264 \times 0.868 = 0.229$$

$$w = 0.229 \times 1.000 \times 25.00 = 5.729 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

左側壁

$$\text{上側 } w = 0.249 \times 0.750 \times 25.00 = 4.675 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{下側 } w = 0.229 \times 0.750 \times 25.00 = 4.297 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

右側壁

$$\text{上側 } w = 0.249 \times 0.750 \times 25.00 = 4.675 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{下側 } w = 0.229 \times 0.750 \times 25.00 = 4.297 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2.5 地震時水平力(レベル2)

(1)水平変位振幅荷重

「下水道施設の耐震対策指針と解説-2006年版-社団法人日本下水道協会」図2.3.3 設計応答速度より
地域区分 A 表層地盤の固有周期 $T_s = 1.706$ (s)

設計応答速度 $S_v = 0.80000$ (m/s)

水平方向変位振幅

$$U(z) = \left(\frac{2}{\pi^2} \right) \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H} \right)$$

ここに、 $U(z)$: 深さ z 点における水平方向振幅(m)

H : 表層地盤の厚さ 43.000 (m)

水平変位振幅荷重

$$p(z) = kH(z) \cdot \{U(z) - U(z_B)\}$$

ここに、 $p(z)$: 深さ z 点における水平変位振幅荷重(kN/m²)

$kH(z)$: 深さ z 点における水平方向地盤反力係数(kN/m³)

$U(z_B)$: 底板軸線における水平方向振幅 = 0.262473 (m)

$z_B = 8.800$ (m)

No	z (m)	kH (kN/m ³)	U(z) (m)	U(z) - U(z _B) (m)	P(z) (kN/m ²)
1	3.700	1202	0.274122	0.01165	14.001
2	4.200	1202	0.273395	0.01092	13.128
3	4.700	1202	0.272577	0.01010	12.145
4	5.200	1202	0.271669	0.00920	11.053
5	5.700	1202	0.270669	0.00820	9.852
6	6.200	1202	0.269580	0.00711	8.542
7	6.700	1202	0.268400	0.00593	7.124
8	7.200	1202	0.267131	0.00466	5.599
9	7.700	1202	0.265773	0.00330	3.966
10	8.200	1202	0.264326	0.00185	2.227
11	8.700	1202	0.262791	0.00032	0.382
12	8.800	1202	0.262473	0.00000	0.000

(2)地震時周面せん断力

$$\tau_u = \frac{G_u}{\pi \cdot H} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot z_u}{2 \cdot H} \right)$$

$$\tau_B = \frac{G_B}{\pi \cdot H} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot z_B}{2 \cdot H} \right)$$

$$\tau_s = \frac{\tau_u + \tau_B}{2}$$

$$G(z) = \frac{\gamma t(z)}{g} \cdot V_{sD}(z)^2$$

$$V_{sD}(z) = C_v \cdot V_s(z)$$

$$C_v = 0.8 \quad (V_s(z) < 300)$$

$$C_v = 1.0 \quad (V_s(z) \geq 300)$$

ここに、 u : 頂版に作用する地震時周面せん断力(kN/m²)

B : 底版に作用する地震時周面せん断力(kN/m²)

s : 側壁に作用する地震時周面せん断力(kN/m²)

Gu : 頂版軸線位置における地盤のせん断弾性波係数(kN/m²)

GB : 底版軸線位置における地盤のせん断弾性波係数(kN/m²)

zu : 頂版軸線位置の深度 = 3.700 (m)

zB : 底版軸線位置の深度 = 8.800 (m)

G(z) : 深さz点における地盤のせん断弾性波係数(kN/m²)

t(z) : 深さz点における地層の湿潤重量(kN/m³)

g : 重力加速度(m/s²)

VsD(z) : 深さz点における地盤のせん断弾性波速度(m/s)

Vs(z) : 深さz点における地層の平均せん断弾性波速度(m/s)

$$G_u = \left(\frac{16.00}{9.8} \right) \times (0.8 \times 126.0)^2 = 16586 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tau_u = \left(\frac{16586}{\pi \times 43.000} \right) \times 0.80000 \times 1.706 \times \sin \left(\frac{\pi \times 3.700}{2 \times 43.000} \right) = 22.587 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$G_B = \left(\frac{16.00}{9.8} \right) \times (0.8 \times 126.0)^2 = 16586 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tau_B = \left(\frac{16586}{\pi \times 43.000} \right) \times 0.80000 \times 1.706 \times \sin \left(\frac{\pi \times 8.800}{2 \times 43.000} \right) = 52.960 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tau_s = \frac{22.587 + 52.960}{2} = 37.773 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3)慣性力

地上部設計水平震度

$$K_{hf} = 0.600$$

深さz点における設計水平震度

$$K_h = K_{hf} \cdot (1 - 0.015 \cdot z)$$

$$\text{但し、}(1 - 0.015 \cdot z) \geq 0.50$$

頂版 (z = 3.700m)

$$K_{hu} = 0.600 \times 0.944 = 0.567$$

$$w = 0.567 \times 0.800 \times 25.00 = 11.334 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

底版 (z = 8.800m)

$$K_{hB} = 0.600 \times 0.868 = 0.521$$

$$w = 0.521 \times 1.000 \times 25.00 = 13.020 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

左側壁

$$\text{上側 } w = 0.567 \times 0.750 \times 25.00 = 10.626 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{下側 } w = 0.521 \times 0.750 \times 25.00 = 9.765 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

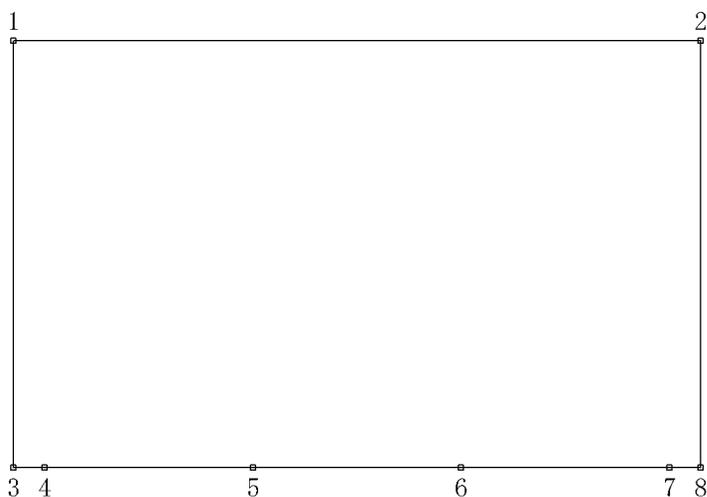
右側壁

$$\text{上側 } w = 0.567 \times 0.750 \times 25.00 = 10.626 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{下側 } w = 0.521 \times 0.750 \times 25.00 = 9.765 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

3章 構造解析モデル

3.1 骨組図



3.2 格点

No	X(m)	Y(m)
1	0.000	5.100
2	8.250	5.100
3	0.000	0.000
4	0.375	0.000
5	2.875	0.000
6	5.375	0.000
7	7.875	0.000
8	8.250	0.000

3.3 部材

No	始点	終点	A(m ²)	l(m ⁴)	部材
1	1	2	0.8000	0.042667	頂版
2	3	4	1.0000	0.083333	底版
3	4	5	1.0000	0.083333	底版
4	5	6	1.0000	0.083333	底版
5	6	7	1.0000	0.083333	底版
6	7	8	1.0000	0.083333	底版
7	1	3	0.7500	0.035156	左側壁
8	2	8	0.7500	0.035156	右側壁

3.4 地盤バネ

(1)地震時

側面

$$AH = H \cdot L$$

$$BH = \sqrt{AH}$$

$$kHo = \left(\frac{1}{0.3} \right) \times \alpha \cdot Eo$$

$$kH = kHo \cdot \left(\frac{BH}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$kss = \lambda \cdot kH$$

ここに、AH：水平方向載荷面積(m²)

H：BOX高 = 6.000 (m)

L：BOXブロック長 = 22.500 (m)

BH：換算載荷幅(m)

・Eo：地盤の変形係数(kN/m²)

kH：水平方向地盤反力係数(kN/m³)

kss：せん断バネ係数(kN/m³)

$$= 0.3$$

第 1 層

・Eo = 5600 (kN/m²)より

kH = 1202 (kN/m³)

kss = 361 (kN/m³)

解析モデルには、上記に1.0mを乗じた奥行き1m当たりの値(kN/m²)を用いる。

4章 設計断面力

4.1 杭頭M無視

4.1.1 常時

頂 版

CASE		左端部	ハンチ端	2d点	支間部	2d点	ハンチ端	右端部
1	M(kN.m)	-340.2	-130.9	68.2	363.4	70.4	-129.2	-340.8
	N(kN)	157.8	157.8	157.8	157.8	157.8	157.8	157.8
	S(kN)	334.8	—	221.1	—	-220.5	—	-339.2
2	M(kN.m)	-308.6	-122.5	52.3	310.8	52.3	-122.5	-308.6
	N(kN)	164.2	164.2	164.2	164.2	164.2	164.2	164.2
	S(kN)	300.3	—	194.0	—	-194.0	—	-300.3
3	M(kN.m)	-344.3	-135.0	64.1	359.3	66.3	-133.3	-344.9
	N(kN)	169.8	169.8	169.8	169.8	169.8	169.8	169.8
	S(kN)	334.8	—	221.1	—	-220.5	—	-339.2

左側壁

CASE		上端部	ハンチ端	2d点	支間部	2d点	下端部
1	M(kN.m)	-340.2	-238.3	-160.7	-70.7	-90.1	-247.4
	N(kN)	334.8	347.9	360.3	392.1	404.9	430.4
	S(kN)	-157.8	—	-102.1	—	55.5	179.9
2	M(kN.m)	-308.6	-203.4	-124.9	-42.8	-69.5	-248.1
	N(kN)	300.3	313.4	325.8	357.7	370.4	395.9
	S(kN)	-164.2	—	-101.7	—	67.8	199.0
3	M(kN.m)	-344.3	-235.2	-153.1	-61.4	-84.2	-255.2
	N(kN)	334.8	347.9	360.3	392.1	404.9	430.4
	S(kN)	-169.8	—	-107.3	—	62.2	193.4

右側壁

CASE		上端部	ハンチ端	2d点	支間部	2d点	下端部
1	M(kN.m)	-340.8	-238.9	-161.3	-71.3	-90.7	-248.0
	N(kN)	339.2	352.3	364.7	396.6	409.3	434.8
	S(kN)	157.8	—	102.1	—	-55.5	-179.9
2	M(kN.m)	-308.6	-203.4	-124.9	-42.8	-69.5	-248.1
	N(kN)	300.3	313.4	325.8	357.7	370.4	395.9
	S(kN)	164.2	—	101.7	—	-67.8	-199.0
3	M(kN.m)	-344.9	-235.8	-153.6	-62.0	-84.8	-255.8
	N(kN)	339.2	352.3	364.7	396.6	409.3	434.8
	S(kN)	169.8	—	107.3	—	-62.2	-193.4

底 版

CASE		左端部	2d点	支間部	2d点	右端部
1	M(kN.m)	-247.4	201.4	383.2	202.7	-248.0
	N(kN)	179.9	179.8	179.7	179.8	179.9
	S(kN)	-430.4	-169.2	—	169.4	434.8
2	M(kN.m)	-248.1	170.9	340.4	170.9	-248.1
	N(kN)	199.0	198.8	198.8	198.8	199.0
	S(kN)	-395.9	-157.8	—	157.8	395.9
3	M(kN.m)	-255.2	195.1	378.0	196.4	-255.8
	N(kN)	193.4	193.2	193.2	193.2	193.4
	S(kN)	-430.4	-170.2	—	170.4	434.8

4.1.2 レベル1地震時

部 材	照査位置	M(kN.m)	N(kN)	S(kN)
頂 版	左端部	-173.9	103.7	268.6
	ハンチ端	-9.1	111.6	—
	2d点	140.8	120.9	162.3
	支間部	316.3	142.5	—
	2d点	-28.0	183.5	-225.7
	ハンチ端	-227.6	192.8	—
	右端部	-435.1	200.7	-332.0
左側壁	上端部	-173.9	268.6	-103.7
	ハンチ端	-110.9	289.7	—
	2d点	-71.7	309.6	-42.5
	支間部	-56.0	330.1	—
	2d点	-153.3	381.4	123.3
	下端部	-405.1	422.4	251.0
右側壁	上端部	-435.1	332.0	200.7
	ハンチ端	-302.1	337.1	—
	2d点	-193.4	342.0	150.5
	支間部	2.6	359.5	—
	2d点	2.6	359.5	1.0
	下端部	-75.4	369.4	-120.1
底 版	左端部	-405.1	251.0	-422.4
	2d点	84.1	220.1	-198.5
	支間部	369.0	172.6	—
	2d点	270.2	150.6	115.1
	右端部	-75.4	120.1	369.4

4.1.3 レベル2地震時

部 材	照査位置	M(kN.m)	N(kN)	S(kN)
頂 版	左端部	81.8	12.3	206.7
	支間部	370.3	96.2	—
	右端部	-690.7	292.1	-393.9
左側壁	上端部	81.8	206.7	-12.3
	下端部	-735.6	495.6	384.3
右側壁	上端部	-690.7	393.9	292.1
	下端部	255.0	296.2	13.2
底 版	左端部	-735.6	384.3	-495.6
	支間部	463.1	135.4	—
	右端部	255.0	-13.2	296.2

4.2 杭頭M考慮

4.2.1 常時

頂版

CASE		左端部	ハンチ端	2d点	支間部	2d点	ハンチ端	右端部
1	M(kN.m)	-340.3	-130.9	68.2	363.4	70.4	-129.3	-340.9
	N(kN)	157.9	157.9	157.9	157.9	157.9	157.9	157.9
	S(kN)	334.8	—	221.1	—	-220.5	—	-339.2
2	M(kN.m)	-308.6	-122.5	52.2	310.8	52.2	-122.5	-308.6
	N(kN)	164.3	164.3	164.3	164.3	164.3	164.3	164.3
	S(kN)	300.3	—	194.0	—	-194.0	—	-300.3
3	M(kN.m)	-344.4	-135.0	64.1	359.2	66.3	-133.4	-345.0
	N(kN)	169.9	169.9	169.9	169.9	169.9	169.9	169.9
	S(kN)	334.8	—	221.1	—	-220.5	—	-339.2

左側壁

CASE		上端部	ハンチ端	2d点	支間部	2d点	下端部
1	M(kN.m)	-340.3	-238.3	-160.6	-70.6	-90.0	-247.2
	N(kN)	334.8	347.9	360.3	392.1	404.9	430.4
	S(kN)	-157.9	—	-102.1	—	55.5	179.9
2	M(kN.m)	-308.6	-203.4	-124.9	-42.7	-69.3	-247.9
	N(kN)	300.3	313.4	325.8	357.7	370.4	395.9
	S(kN)	-164.3	—	-101.7	—	67.8	199.0
3	M(kN.m)	-344.4	-235.2	-153.0	-61.3	-84.1	-255.0
	N(kN)	334.8	347.9	360.3	392.1	404.9	430.4
	S(kN)	-169.9	—	-107.4	—	62.2	193.4

右側壁

CASE		上端部	ハンチ端	2d点	支間部	2d点	下端部
1	M(kN.m)	-340.9	-238.9	-161.2	-71.1	-90.6	-247.8
	N(kN)	339.2	352.3	364.7	396.6	409.3	434.8
	S(kN)	157.9	—	102.1	—	-55.5	-179.9
2	M(kN.m)	-308.6	-203.4	-124.9	-42.7	-69.3	-247.9
	N(kN)	300.3	313.4	325.8	357.7	370.4	395.9
	S(kN)	164.3	—	101.7	—	-67.8	-199.0
3	M(kN.m)	-345.0	-235.8	-153.6	-61.9	-84.7	-255.6
	N(kN)	339.2	352.3	364.7	396.6	409.3	434.8
	S(kN)	169.9	—	107.4	—	-62.2	-193.4

底板

CASE		左端部	2d点	支間部	2d点	右端部
1	M(kN.m)	-247.2	201.3	382.7	202.6	-247.8
	N(kN)	179.9	179.7	179.7	179.7	179.9
	S(kN)	-430.4	-169.3	—	169.4	434.8
2	M(kN.m)	-247.9	170.7	339.8	170.7	-247.9
	N(kN)	199.0	198.8	198.7	198.8	199.0
	S(kN)	-395.9	-157.9	—	157.9	395.9
3	M(kN.m)	-255.0	195.0	377.5	196.3	-255.6
	N(kN)	193.4	193.2	193.1	193.2	193.4
	S(kN)	-430.4	-170.3	—	170.4	434.8

4.2.2 レベル1地震時

部 材	照査位置	M(kN.m)	N(kN)	S(kN)
頂 版	左端部	-171.3	103.7	268.0
	ハンチ端	-6.9	111.6	—
	2d点	142.4	120.9	161.7
	支間部	316.8	142.5	—
	2d点	-29.7	183.5	-226.3
	ハンチ端	-229.7	192.8	—
	右端部	-437.7	200.7	-332.6
左側壁	上端部	-171.3	268.0	-103.7
	ハンチ端	-108.2	289.2	—
	2d点	-68.7	309.2	-43.1
	支間部	-52.5	329.8	—
	2d点	-148.0	381.3	122.2
	下端部	-398.2	422.5	249.8
右側壁	上端部	-437.7	332.6	200.7
	ハンチ端	-304.8	337.6	—
	2d点	-196.4	342.4	149.9
	支間部	-2.7	359.6	—
	2d点	-2.7	359.6	-0.1
	下端部	-82.3	369.4	-121.3
底 版	左端部	-398.2	249.8	-422.5
	2d点	66.0	219.6	-236.6
	支間部	-323.9	234.7	—
	2d点	288.3	151.2	77.0
	右端部	-82.3	121.3	369.4

4.2.3 レベル2地震時

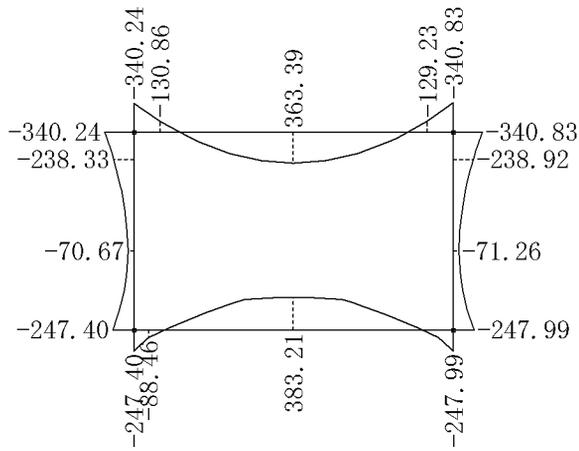
部 材	照査位置	M(kN.m)	N(kN)	S(kN)
頂 版	左端部	88.6	12.3	205.0
	支間部	373.0	96.2	—
	右端部	-697.5	292.1	-395.6
左側壁	上端部	88.6	205.0	-12.3
	下端部	-717.5	495.8	381.3
右側壁	上端部	-697.5	395.6	292.1
	下端部	236.9	296.0	10.2
底 版	左端部	-717.5	381.3	-495.8
	支間部	-749.1	350.6	—
	右端部	236.9	-10.2	296.0

5章 断面力図

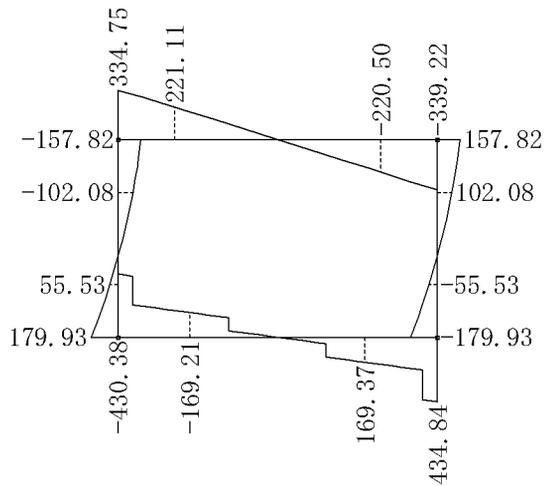
5.1 杭頭M無視

5.1.1 常時

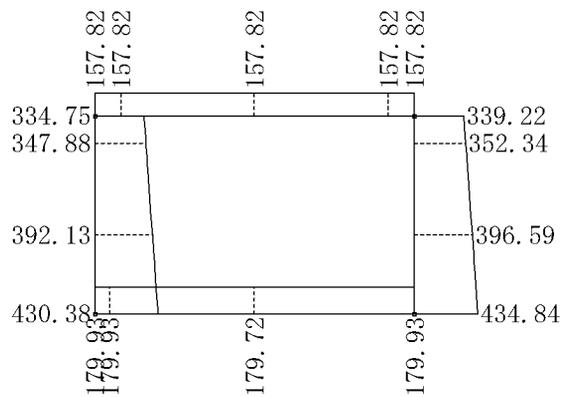
曲げモーメント図 (検討ケース 1)



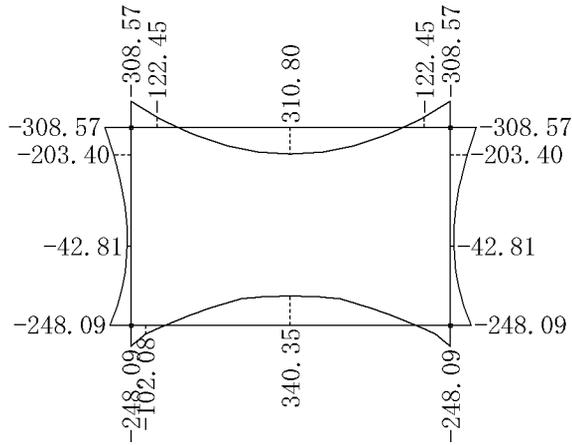
せん断力図



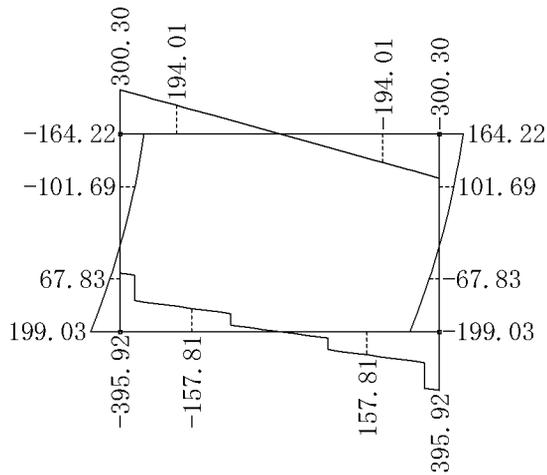
軸力図



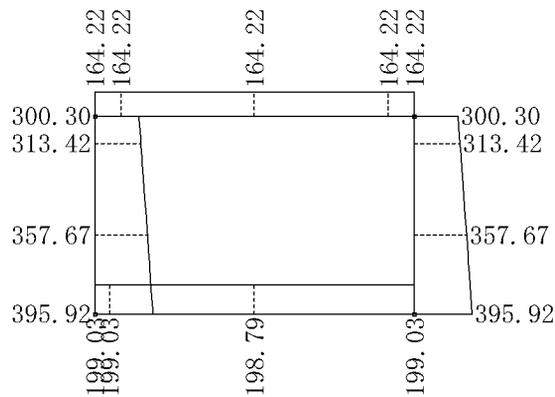
曲げモーメント図 (検討ケース 2)



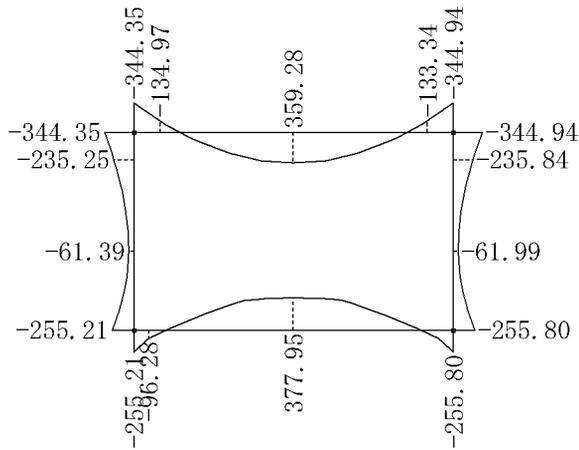
せん断力図



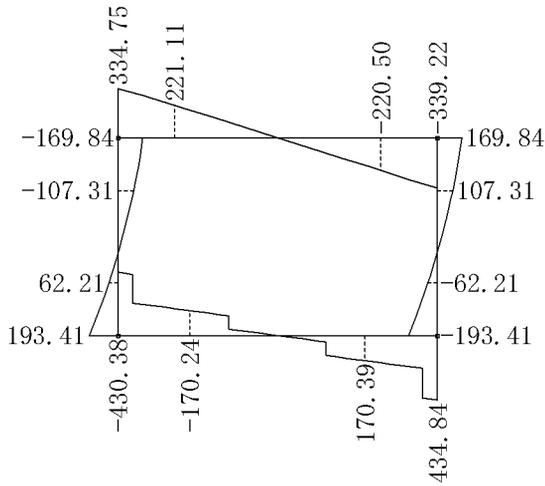
軸力図



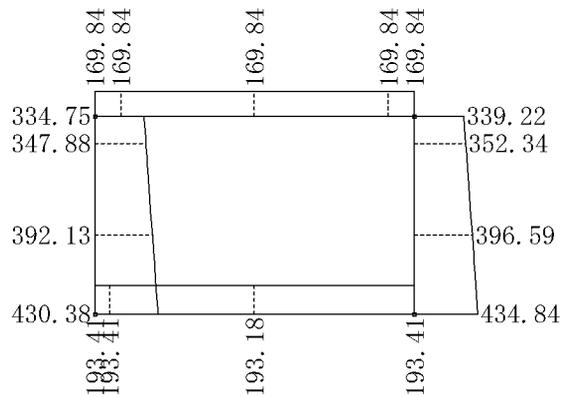
曲げモーメント図 (検討ケース 3)



せん断力図

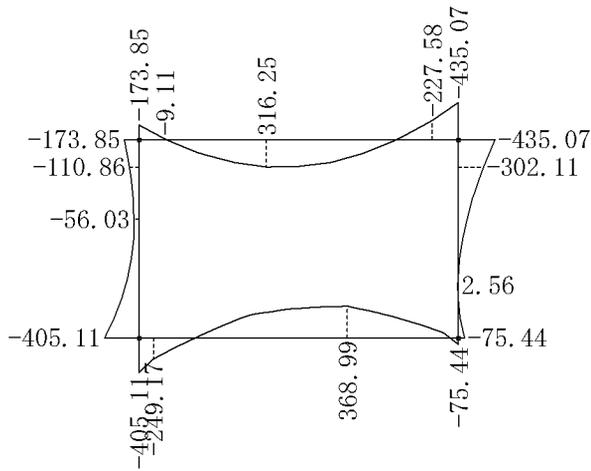


軸力図

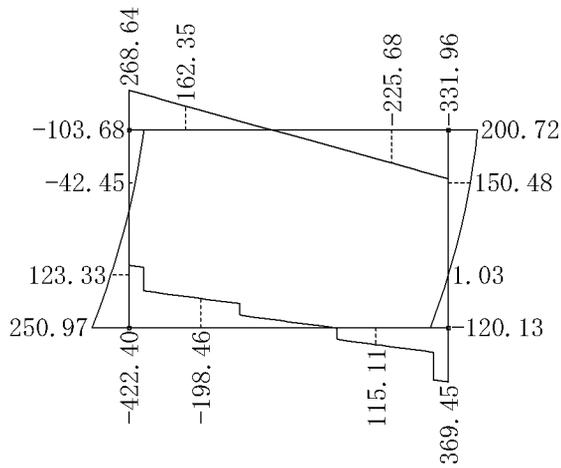


5.1.2 レベル1地震時

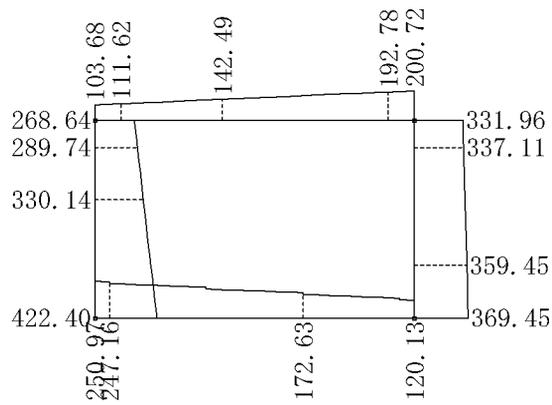
曲げモーメント図 (検討ケース 1)



せん断力図

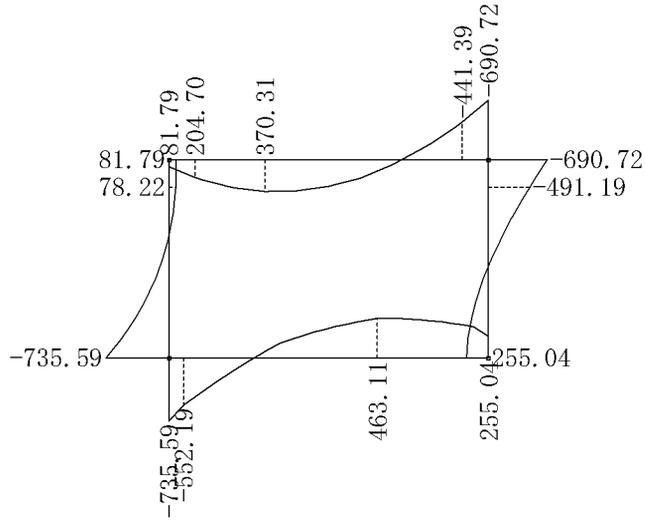


軸力図

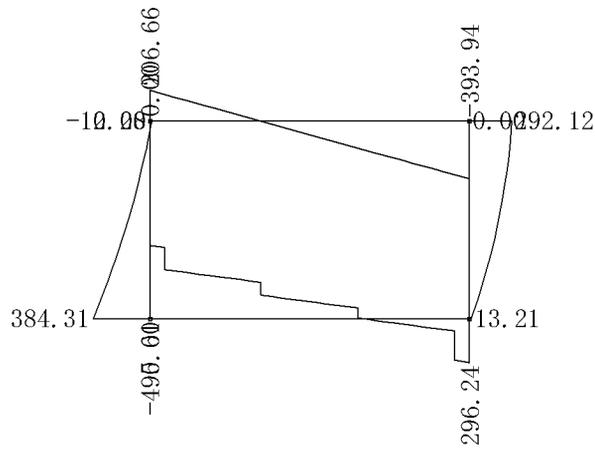


5.1.3 レベル2地震時

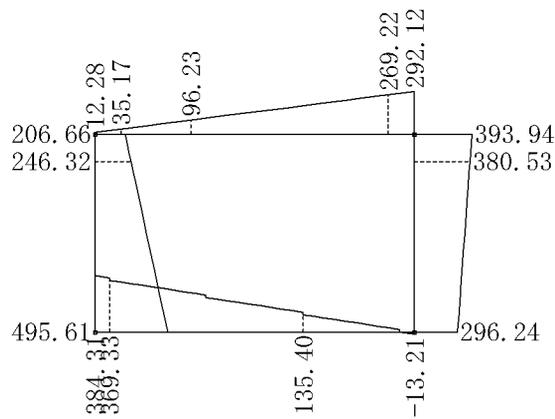
曲げモーメント図 (検討ケース 1)



せん断力図



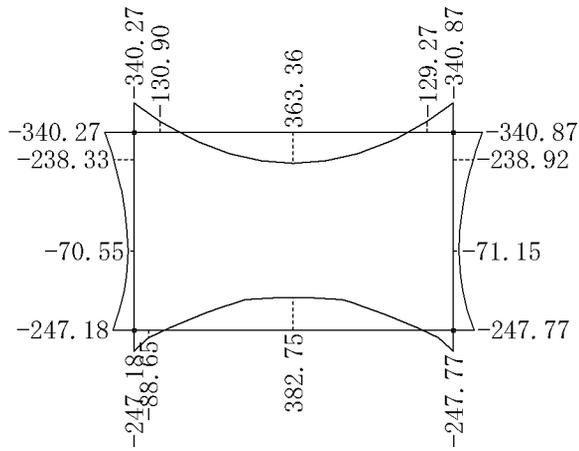
軸力図



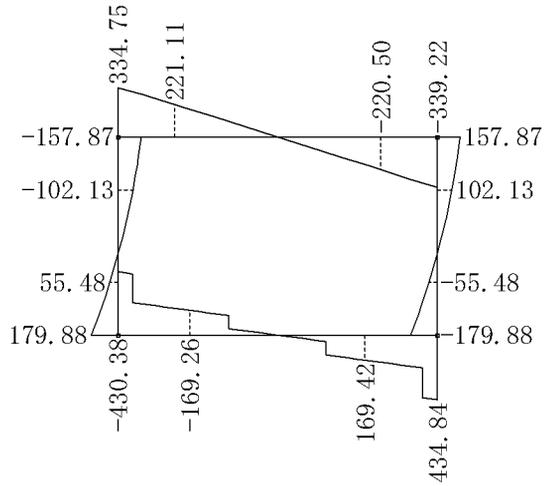
5.2 杭頭M考慮

5.2.1 常時

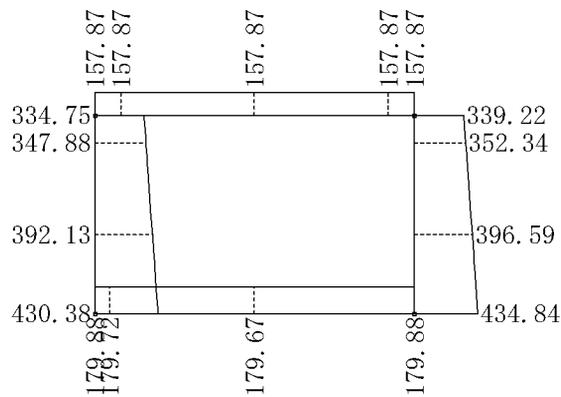
曲げモーメント図 (検討ケース 1)



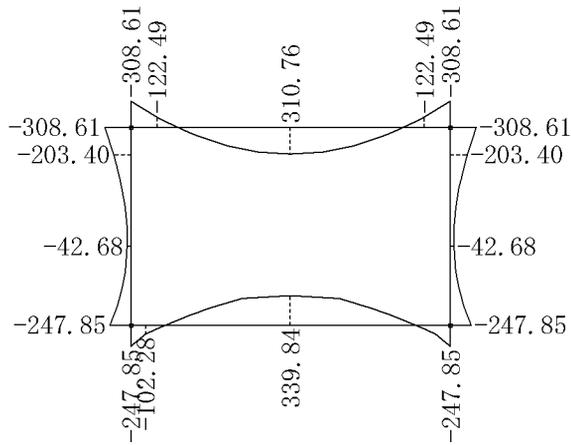
せん断力図



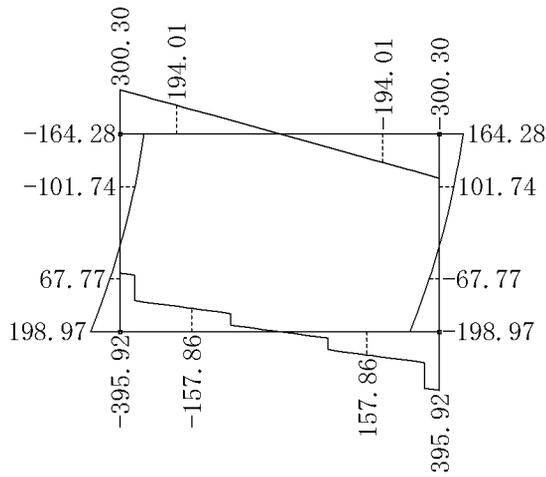
軸力図



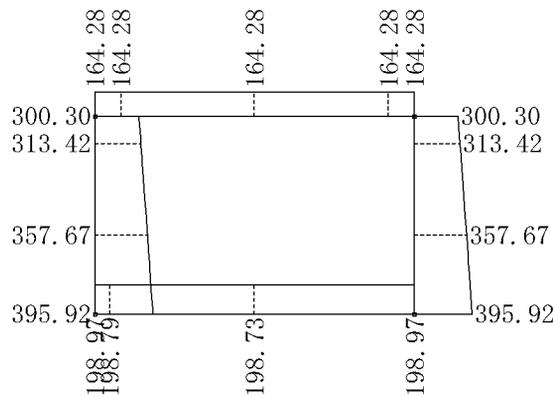
曲げモーメント図 (検討ケース 2)



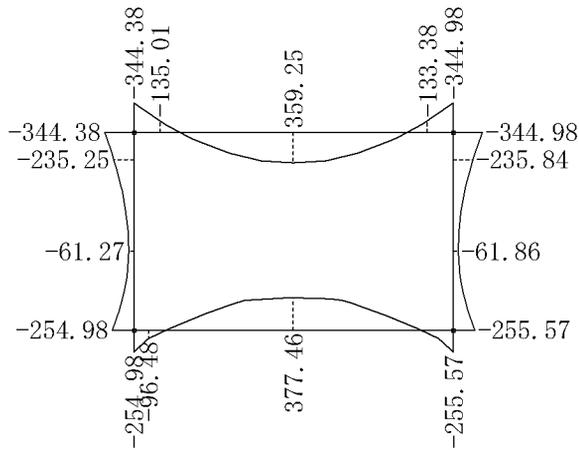
せん断力図



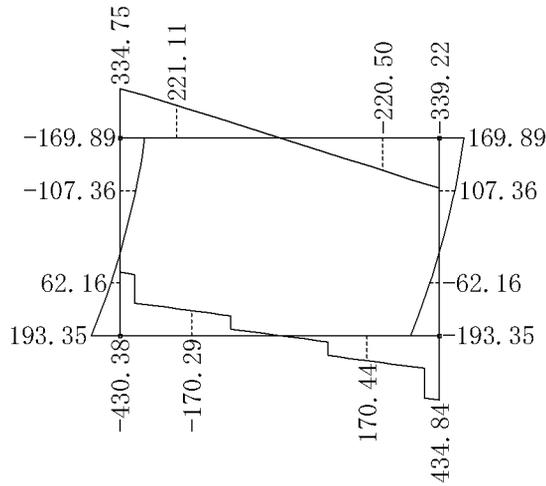
軸力図



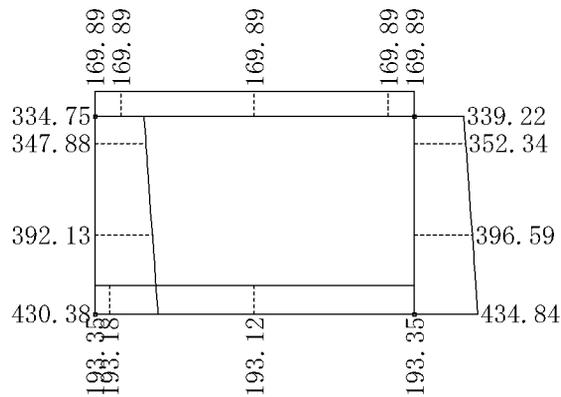
曲げモーメント図 (検討ケース 3)



せん断力図

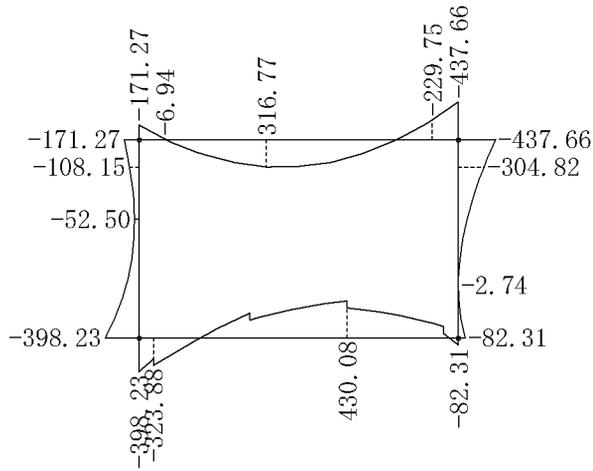


軸力図

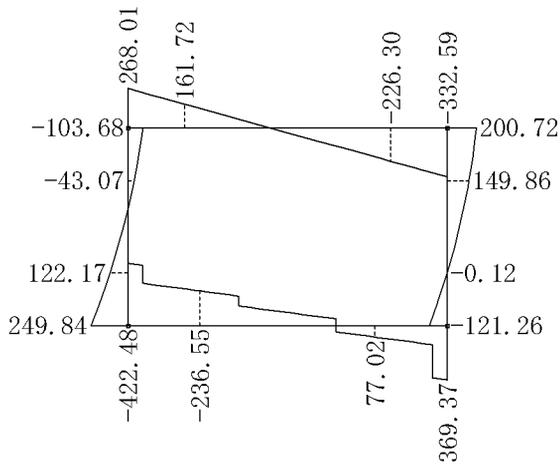


5.2.2 レベル1地震時

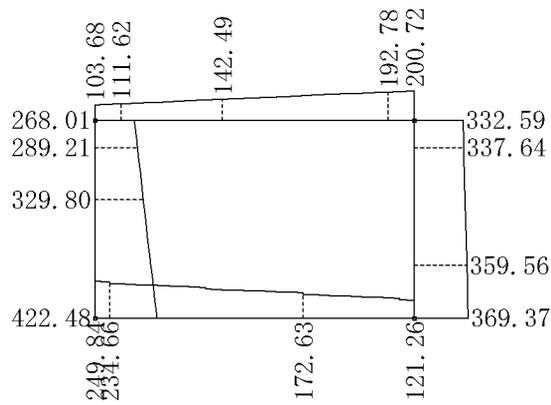
曲げモーメント図 (検討ケース 1)



せん断力図

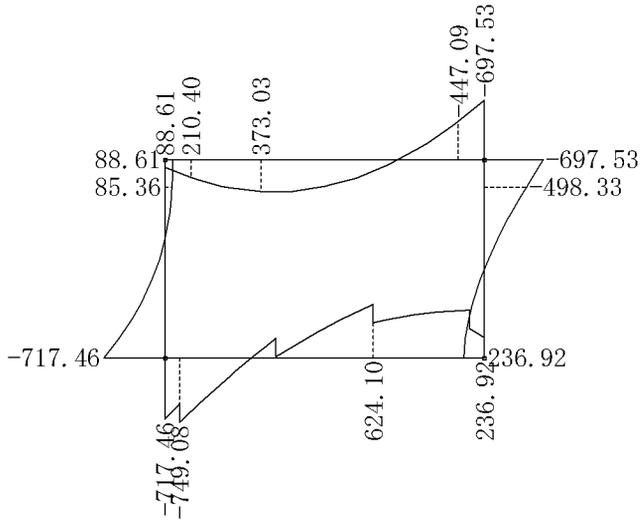


軸力図

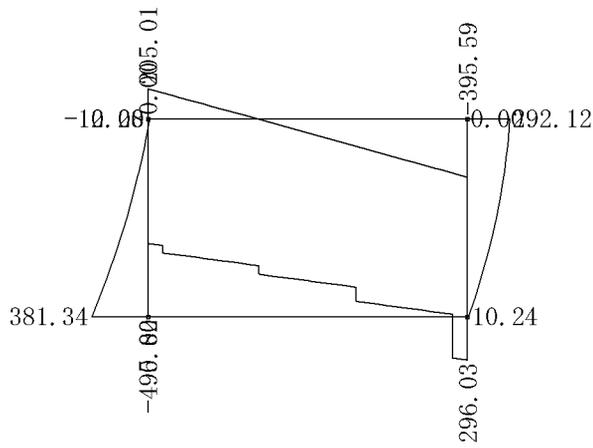


5.2.3 レベル2地震時

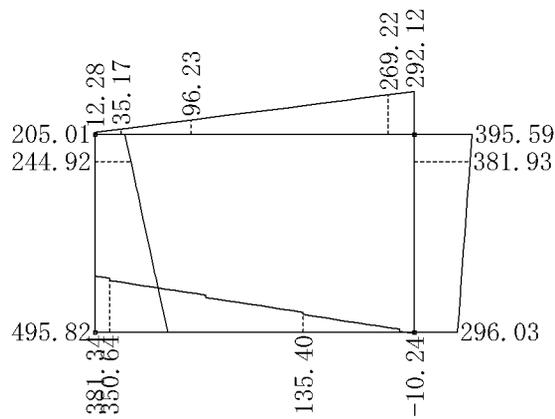
曲げモーメント図 (検討ケース 1)



せん断力図



軸力図



6章 断面照査

6.1 杭頭M無視

6.1.1 常時

1) 曲げ応力度

検討ケースのうち応力度比(応力度/許容応力度)最大となるケースを抽出した

頂 版(外側引張)

項 目	単 位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-344.3	-135.0	0.0	-133.3	-344.9
軸 力	N	kN	169.8	169.8	0.0	169.8	169.8
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	90.0	80.0	80.0	80.0	90.0
有 効 高	d	cm	83.0	73.0	73.0	73.0	83.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	21.43	6.42	0.00	6.29	21.30
	内側	cm ²	21.43	6.42	0.00	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D— @— D— @— —	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D32 @250 D— @— 31.768	D— @— D— @— —	D— @— D— @— —
中 立 軸	X	cm	24.402	26.353	0.000	28.306	25.362
応 力 度	c	N/mm ²	4.13	1.85	0.00	2.11	4.33
	s	N/mm ²	148.68	49.10	0.00	49.86	147.67
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
	sa	N/mm ²	176.00	176.00	176.00	176.00	176.00
CASE	—	—	3	3	—	3	3

頂 版(内側引張)

項 目	単 位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	0.0	0.0	363.4	0.0	0.0
軸 力	N	kN	0.0	0.0	157.8	0.0	0.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	90.0	80.0	80.0	80.0	90.0
有 効 高	d	cm	73.0	73.0	73.0	73.0	73.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	内側	cm ²	0.00	0.00	27.21	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D— @— D— @— —	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D32 @250 D— @— 31.768	D— @— D— @— —	D— @— D— @— —
中 立 軸	X	cm	0.000	0.000	24.707	0.000	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	0.00	5.19	0.00	0.00
	s	N/mm ²	0.00	0.00	152.26	0.00	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
	sa	N/mm ²	176.00	176.00	176.00	176.00	176.00
CASE	—	—	—	—	1	—	—

左側壁(外側引張)

項 目	単 位	上端部	ハンチ端	支間部	下端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-344.3	-238.3	-70.7	-255.2
軸 力	N	kN	334.8	347.9	392.1	430.4
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	85.0	75.0	75.0	75.0
有 効 高	d	cm	78.0	68.0	68.0	68.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0	7.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	18.84	12.23	0.00	12.76
	内側	cm ²	14.86	9.64	0.00	10.06
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D25 @250 D— @— 20.268	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268
中 立 軸	X	cm	26.841	26.256	62.818	27.862
応 力 度	c	N/mm ²	4.66	3.77	1.16	4.04
	s	N/mm ²	133.13	89.89	-15.44	87.29
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	7.00	7.00	7.00	5.25
	sa	N/mm ²	176.00	176.00	-200.00	176.00
CASE	—	—	3	1	1	3

右側壁(外側引張)

項 目	単 位	上端部	ハンチ端	支間部	下端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-344.9	-238.9	-71.3	-255.8
軸 力	N	kN	339.2	352.3	396.6	434.8
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	85.0	75.0	75.0	75.0
有 効 高	d	cm	78.0	68.0	68.0	68.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0	7.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	18.78	12.16	0.00	12.81
	内側	cm ²	14.81	9.59	0.00	10.11
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D25 @250 D— @— 20.268	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268
中 立 軸	X	cm	26.925	26.360	62.951	27.961
応 力 度	c	N/mm ²	4.66	3.78	1.17	4.05
	s	N/mm ²	132.73	89.54	-15.58	86.97
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	7.00	7.00	7.00	5.25
	sa	N/mm ²	176.00	176.00	-200.00	176.00
CASE	—	—	3	1	1	3

底版(外側引張)

項目	単位	左端部	支間部	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-255.2	-102.1	-255.8
軸力	N	kN	193.4	199.0	193.4
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	100.0	100.0	100.0
有効高	d	cm	93.0	93.0	93.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0
必要鉄筋量	外側	cm ²	11.44	0.88	11.41
	内側	cm ²	0.00	1.39	9.00
使用鉄筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D25 @250 D— @— 20.268	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D— @— D— @— ————	D32 @250 D— @— 31.768	D25 @250 D— @— 20.268
中立軸	X	cm	30.307	41.803	28.627
応力度	c	N/mm ²	2.69	0.94	2.43
	s	N/mm ²	83.58	17.29	82.13
許容応力度	ca	N/mm ²	5.25	7.00	5.25
	sa	N/mm ²	176.00	176.00	176.00
CASE	—	—	3	2	3

底版(内側引張)

項目	単位	左端部	支間部	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	0.0	383.2	0.0
軸力	N	kN	0.0	179.7	0.0
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	100.0	100.0	100.0
有効高	d	cm	93.0	93.0	93.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0
必要鉄筋量	外側	cm ²	0.00	13.09	0.00
	内側	cm ²	0.00	20.52	0.00
使用鉄筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D25 @250 D— @— 20.268	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D— @— D— @— ————	D32 @250 D— @— 31.768	D25 @250 D— @— 20.268
中立軸	X	cm	0.000	28.126	0.000
応力度	c	N/mm ²	0.00	3.36	0.00
	s	N/mm ²	0.00	116.08	0.00
許容応力度	ca	N/mm ²	5.25	7.00	5.25
	sa	N/mm ²	176.00	176.00	176.00
CASE	—	—	—	1	—

2)せん断応力度

$$\tau_m = \frac{S}{b \times d} \leq \tau_a$$

$$b = 100.0(\text{cm})$$

最大せん断力に対して照査する

部 材	照査位置	S (kN)	d (cm)	τ_m (N/mm ²)	τ_a (N/mm ²)	CASE	L (m)
頂 版	左端部	334.8	73.0	0.459	0.720	1	0.000
	2d点	221.1	73.0	0.303	0.360	1	1.460
	2d点	-220.5	73.0	0.302	0.360	1	1.460
	右端部	-339.2	73.0	0.465	0.720	1	0.000
左側壁	上端部	-169.8	68.0	0.250	0.720	3	0.000
	2d点	-107.3	68.0	0.158	0.360	3	1.360
	2d点	67.8	68.0	0.100	0.360	2	1.360
	下端部	199.0	68.0	0.293	0.720	2	0.000
右側壁	上端部	169.8	68.0	0.250	0.720	3	0.000
	2d点	107.3	68.0	0.158	0.360	3	1.360
	2d点	-67.8	68.0	0.100	0.360	2	1.360
	下端部	-199.0	68.0	0.293	0.720	2	0.000
底 版	左端部	-430.4	93.0	0.463	0.720	1	0.000
	2d点	-170.2	93.0	0.183	0.360	3	1.860
	2d点	170.4	93.0	0.183	0.360	3	1.860
	右端部	434.8	93.0	0.468	0.720	1	0.000

L : 隅角部格点から照査点までの距離

6.1.2 レベル1地震時

1) 曲げ応力度

頂 版(外側引張)

項 目	単 位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-173.9	-9.1	0.0	-227.6	-435.1
軸 力	N	kN	103.7	111.6	0.0	192.8	200.7
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	90.0	80.0	80.0	80.0	90.0
有 効 高	d	cm	83.0	73.0	73.0	73.0	83.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	5.57	0.00	0.00	7.90	15.69
	内側	cm ²	5.57	0.00	0.00	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D— @— D— @— —	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D32 @250 D— @— 31.768	D— @— D— @— —	D— @— D— @— —
中 立 軸	X	cm	25.155	111.348	0.000	25.332	25.120
応 力 度	c	N/mm ²	2.09	0.20	0.00	3.56	5.46
	s	N/mm ²	72.05	-2.79	0.00	100.52	188.55
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	10.50	10.50	10.50	10.50	10.50
	sa	N/mm ²	300.00	-300.00	300.00	300.00	300.00
CASE	—	—	1	1	—	1	1

頂 版(内側引張)

項 目	単 位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	0.0	0.0	316.3	0.0	0.0
軸 力	N	kN	0.0	0.0	142.5	0.0	0.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	90.0	80.0	80.0	80.0	90.0
有 効 高	d	cm	73.0	73.0	73.0	73.0	73.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	内側	cm ²	0.00	0.00	13.26	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D— @— D— @— —	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D32 @250 D— @— 31.768	D— @— D— @— —	D— @— D— @— —
中 立 軸	X	cm	0.000	0.000	24.810	0.000	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	0.00	4.52	0.00	0.00
	s	N/mm ²	0.00	0.00	131.81	0.00	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	10.50	10.50	10.50	10.50	10.50
	sa	N/mm ²	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
CASE	—	—	—	—	1	—	—

左側壁(外側引張)

項 目	単 位	上端部	ハンチ端	支間部	下端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-173.9	-110.9	-56.0	-405.1
軸 力	N	kN	268.6	289.7	330.1	422.4
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	85.0	75.0	75.0	75.0
有 効 高	d	cm	78.0	68.0	68.0	68.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0	7.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	3.34	0.78	0.00	15.46
	内側	cm ²	2.64	0.62	0.00	12.19
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D25 @250 D— @— 20.268	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268
中 立 軸	X	cm	31.500	35.505	65.463	23.548
応 力 度	c	N/mm ²	2.34	1.74	0.93	6.37
	s	N/mm ²	51.90	23.87	-12.52	180.31
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	10.50	10.50	10.50	7.88
	sa	N/mm ²	300.00	300.00	-300.00	300.00
CASE	—	—	1	1	1	1

右側壁(外側引張)

項 目	単 位	上端部	ハンチ端	支間部	下端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-435.1	-302.1	0.0	-75.4
軸 力	N	kN	332.0	337.1	0.0	369.4
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	85.0	75.0	75.0	75.0
有 効 高	d	cm	78.0	68.0	68.0	68.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0	7.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	14.98	10.50	0.00	0.00
	内側	cm ²	11.82	8.28	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D25 @250 D— @— 20.268	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268
中 立 軸	X	cm	25.336	24.001	0.000	57.690
応 力 度	c	N/mm ²	5.87	4.76	0.00	1.20
	s	N/mm ²	182.99	130.79	0.00	-15.79
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	10.50	10.50	10.50	7.88
	sa	N/mm ²	300.00	300.00	300.00	-300.00
CASE	—	—	1	1	—	1

右側壁(内側引張)

項 目	単 位	上端部	ハンチ端	支間部	下端部	
曲げモーメント	M	kN.m	0.0	0.0	2.6	0.0
軸 力	N	kN	0.0	0.0	359.5	0.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	85.0	75.0	75.0	75.0
有 効 高	d	cm	68.0	68.0	68.0	68.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0	7.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.00	0.00	0.00
	内側	cm ²	0.00	0.00	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D25 @250 D— @— 20.268	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268
中 立 軸	X	cm	0.000	0.000	745.516	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	0.00	0.47	0.00
	s	N/mm ²	0.00	0.00	-6.94	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	10.50	10.50	10.50	7.88
	sa	N/mm ²	300.00	300.00	-300.00	300.00
CASE	—	—	—	—	1	—

底版(外側引張)

項目	単位	左端部	支間部	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-405.1	-249.2	-75.4
軸力	N	kN	251.0	247.2	120.1
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	100.0	100.0	100.0
有効高	d	cm	93.0	93.0	93.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0
必要鉄筋量	外側	cm ²	11.50	5.34	0.73
	内側	cm ²	0.00	8.37	0.58
使用鉄筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D25 @250 D— @— 20.268	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D— @— D— @— ————	D32 @250 D— @— 31.768	D25 @250 D— @— 20.268
中立軸	X	cm	28.890	27.625	39.275
応力度	c	N/mm ²	4.26	2.43	0.71
	s	N/mm ²	141.81	86.23	14.62
許容応力度	ca	N/mm ²	7.88	10.50	7.88
	sa	N/mm ²	300.00	300.00	300.00
CASE	—	—	1	1	1

底版(内側引張)

項目	単位	左端部	支間部	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	0.0	369.0	0.0
軸力	N	kN	0.0	172.6	0.0
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	100.0	100.0	100.0
有効高	d	cm	93.0	93.0	93.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0
必要鉄筋量	外側	cm ²	0.00	7.20	0.00
	内側	cm ²	0.00	11.29	0.00
使用鉄筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D25 @250 D— @— 20.268	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D— @— D— @— ————	D32 @250 D— @— 31.768	D25 @250 D— @— 20.268
中立軸	X	cm	0.000	28.115	0.000
応力度	c	N/mm ²	0.00	3.23	0.00
	s	N/mm ²	0.00	111.84	0.00
許容応力度	ca	N/mm ²	7.88	10.50	7.88
	sa	N/mm ²	300.00	300.00	300.00
CASE	—	—	—	1	—

2)せん断応力度

$$\tau_m = \frac{S}{b \times d} \leq \tau_a$$

$$b = 100.0(\text{cm})$$

最大せん断力に対して照査する

部 材	照査位置	S (kN)	d (cm)	τ_m (N/mm ²)	τ_a (N/mm ²)	CASE	L (m)
頂 版	左端部	268.6	73.0	0.368	1.080	1	0.000
	2d点	162.3	73.0	0.222	0.540	1	1.460
	2d点	-225.7	73.0	0.309	0.540	1	1.460
	右端部	-332.0	73.0	0.455	1.080	1	0.000
左側壁	上端部	-103.7	68.0	0.152	1.080	1	0.000
	2d点	-42.5	68.0	0.062	0.540	1	1.360
	2d点	123.3	68.0	0.181	0.540	1	1.360
	下端部	251.0	68.0	0.369	1.080	1	0.000
右側壁	上端部	200.7	68.0	0.295	1.080	1	0.000
	2d点	150.5	68.0	0.221	0.540	1	1.360
	2d点	1.0	68.0	0.002	0.540	1	1.360
	下端部	-120.1	68.0	0.177	1.080	1	0.000
底 版	左端部	-422.4	93.0	0.454	1.080	1	0.000
	2d点	-198.5	93.0	0.213	0.540	1	1.860
	2d点	115.1	93.0	0.124	0.540	1	1.860
	右端部	369.4	93.0	0.397	1.080	1	0.000

L : 隅角部格点から照査点までの距離

6.1.3 レベル2地震時

安全係数

材料係数		コンクリート	c	1.00
		鉄筋	s	1.00
部材係数	曲げ耐力		b	1.00
	せん断耐力	コンクリート	b	1.00
		鉄筋	b	1.00
荷重係数			f	1.00
構造物解析係数			a	1.00
構造物係数			i	1.00

コンクリートの設計圧縮強度 $f'_{cd} = 21.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

鉄筋の設計降伏強度 $f'_{yd} = 345.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

CASE 1

頂 版

項 目	単 位	左端部	支間部	右端部	
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	
部 材 高	h	cm	90.0	80.0	
有 効 高	d	cm	73.0	73.0	
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D— @— D— @— ————	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D32 @250 D— @— 31.768	D— @— D— @— ————
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	20.268	————	20.268
	Ss	cm	25.0	————	25.0
曲げモーメントおよび軸力に対する安全性の検討					
曲げモーメント	Md	kN.m	81.8	370.3	-690.7
軸 力	N' d	kN	12.3	96.2	292.1
曲げ耐力	Mud	kN・m	664.3	837.5	-853.4
(i・Md)/Mud	—	—	0.123	0.442	0.809
判 定	—	—	OK	OK	OK
せん断力に対する安全性の検討					
せん断力	Vd	kN	206.7	26.5	-393.9
曲げモーメント	Md	kN.m	81.8	370.3	-690.7
軸 力	N' d	kN	12.3	96.2	292.1
コンクリート負担分	Vcd	kN	314.8	————	344.9
鉄筋負担分	Vsd	kN	1518.2	————	1726.1
せん断耐力	Vyd	kN	1832.9	————	2071.0
(i・Vd)/Vyd	—	—	0.113	————	0.190
判 定	—	—	OK	————	OK

左側壁

項 目	単 位	上端部	下端部	
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	85.0	75.0
有 効 高	d	cm	68.0	68.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	11.460	11.460
	Ss	cm	25.0	25.0
曲げモーメントおよび軸力に対する安全性の検討				
曲げモーメント	Md	kN.m	81.8	-735.6
軸 力	N ' d	kN	206.7	495.6
曲げ耐力	Mud	kN・m	1798.2	-734.2
(i・Md)/Mud		—	0.045	1.002
判 定		—	OK	NG
せん断力に対する安全性の検討				
せん断力	Vd	kN	-12.3	384.3
曲げモーメント	Md	kN.m	81.8	-735.6
軸 力	N ' d	kN	206.7	495.6
コンクリート 負担分	Vcd	kN	374.8	323.8
鉄筋負担分	Vsd	kN	799.6	799.6
せん断耐力	Vyd	kN	1174.4	1123.4
(i・Vd)/Vyd		—	0.010	0.342
判 定		—	OK	OK

右側壁

項 目	単 位	上端部	下端部	
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	85.0	75.0
有 効 高	d	cm	78.0	68.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	11.460	11.460
	Ss	cm	25.0	25.0
曲げモーメントおよび軸力に対する安全性の検討				
曲げモーメント	Md	kN.m	-690.7	255.0
軸 力	N ' d	kN	393.9	296.2
曲げ耐力	Mud	kN・m	-885.8	726.4
(i・Md)/Mud		—	0.780	0.351
判 定		—	OK	OK
せん断力に対する安全性の検討				
せん断力	Vd	kN	292.1	13.2
曲げモーメント	Md	kN.m	-690.7	255.0
軸 力	N ' d	kN	393.9	296.2
コンクリート 負担分	Vcd	kN	342.1	316.0
鉄筋負担分	Vsd	kN	917.2	799.6
せん断耐力	Vyd	kN	1259.3	1115.6
(i・Vd)/Vyd		—	0.232	0.012
判 定		—	OK	OK

底 版

項 目	単 位	左端部	支間部	支間部	右端部	
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	
部 材 高	h	cm	100.0	100.0	100.0	
有 効 高	d	cm	93.0	93.0	93.0	
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0	
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0	
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D— @— D— @— —	D32 @250 D— @— 31.768	D32 @250 D— @— 31.768	D25 @250 D— @— 20.268
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	20.268	—	—	20.268
	Ss	cm	25.0	—	—	25.0
曲げモーメントおよび軸力に対する安全性の検討						
曲げモーメント	Md	kN.m	-735.6	463.1	-552.2	255.0
軸 力	N' d	kN	384.3	135.4	369.3	-13.2
曲げ耐力	Mud	kN・m	-1036.5	1126.8	-903.4	627.0
(i・Md)/Mud		—	0.710	0.411	0.611	0.407
判 定		—	OK	OK	OK	OK
せん断力に対する安全性の検討						
せん断力	Vd	kN	-495.6	-72.1	-482.5	296.2
曲げモーメント	Md	kN.m	-735.6	463.1	-552.2	255.0
軸 力	N' d	kN	384.3	135.4	369.3	-13.2
コンクリート 負担分	Vcd	kN	369.7	—	—	309.1
鉄筋負担分	Vsd	kN	1934.1	—	—	1934.1
せん断耐力	Vyd	kN	2303.8	—	—	2243.2
(i・Vd)/Vyd		—	0.215	—	—	0.132
判 定		—	OK	—	—	OK

6.2 杭頭M考慮

6.2.1 常時

1) 曲げ応力度

検討ケースのうち応力度比(応力度/許容応力度)最大となるケースを抽出した
頂 版(外側引張)

項 目	単 位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-344.4	-135.0	0.0	-133.4	-345.0
軸 力	N	kN	169.9	169.9	0.0	169.9	169.9
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	90.0	80.0	80.0	80.0	90.0
有 効 高	d	cm	83.0	73.0	73.0	73.0	83.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	21.43	6.42	0.00	6.29	21.30
	内側	cm ²	21.43	6.42	0.00	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D— @— D— @— ————	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D32 @250 D— @— 31.768	D— @— D— @— ————	D— @— D— @— ————
中 立 軸	X	cm	24.403	26.353	0.000	28.306	25.362
応 力 度	c	N/mm ²	4.13	1.85	0.00	2.11	4.33
	s	N/mm ²	148.68	49.11	0.00	49.87	147.68
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
	sa	N/mm ²	176.00	176.00	176.00	176.00	176.00
CASE	—	—	3	3	—	3	3

頂 版(内側引張)

項 目	単 位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	0.0	0.0	363.4	0.0	0.0
軸 力	N	kN	0.0	0.0	157.9	0.0	0.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	90.0	80.0	80.0	80.0	90.0
有 効 高	d	cm	73.0	73.0	73.0	73.0	73.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	内側	cm ²	0.00	0.00	27.20	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D— @— D— @— —	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D32 @250 D— @— 31.768	D— @— D— @— —	D— @— D— @— —
中 立 軸	X	cm	0.000	0.000	24.708	0.000	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	0.00	5.19	0.00	0.00
	s	N/mm ²	0.00	0.00	152.24	0.00	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
	sa	N/mm ²	176.00	176.00	176.00	176.00	176.00
CASE	—	—	—	—	1	—	—

左側壁(外側引張)

項 目	単 位	上端部	ハンチ端	支間部	下端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-344.4	-238.3	-70.6	-255.0
軸 力	N	kN	334.8	347.9	392.1	430.4
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	85.0	75.0	75.0	75.0
有 効 高	d	cm	78.0	68.0	68.0	68.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0	7.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	18.85	12.23	0.00	12.72
	内側	cm ²	14.87	9.64	0.00	10.04
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D25 @250 D— @— 20.268	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268
中 立 軸	X	cm	26.841	26.256	62.890	27.873
応 力 度	c	N/mm ²	4.66	3.77	1.16	4.04
	s	N/mm ²	133.14	89.89	-15.42	87.15
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	7.00	7.00	7.00	5.25
	sa	N/mm ²	176.00	176.00	-200.00	176.00
CASE	—	—	3	1	1	3

右側壁(外側引張)

項 目	単 位	上端部	ハンチ端	支間部	下端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-345.0	-238.9	-71.1	-255.6
軸 力	N	kN	339.2	352.3	396.6	434.8
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	85.0	75.0	75.0	75.0
有 効 高	d	cm	78.0	68.0	68.0	68.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0	7.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	18.78	12.16	0.00	12.78
	内側	cm ²	14.81	9.59	0.00	10.08
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D25 @250 D— @— 20.268	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268
中 立 軸	X	cm	26.925	26.360	63.023	27.973
応 力 度	c	N/mm ²	4.67	3.78	1.17	4.05
	s	N/mm ²	132.74	89.54	-15.57	86.82
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	7.00	7.00	7.00	5.25
	sa	N/mm ²	176.00	176.00	-200.00	176.00
CASE	—	—	3	1	1	3

底版(外側引張)

項目	単位	左端部	支間部	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-255.0	-102.3	-255.6
軸力	N	kN	193.4	198.8	193.4
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	100.0	100.0	100.0
有効高	d	cm	93.0	93.0	93.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0
必要鉄筋量	外側	cm ²	11.43	0.90	11.40
	内側	cm ²	0.00	1.42	8.99
使用鉄筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D25 @250 D— @— 20.268	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D— @— D— @— ————	D32 @250 D— @— 31.768	D25 @250 D— @— 20.268
中立軸	X	cm	30.311	41.688	28.632
応力度	c	N/mm ²	2.69	0.94	2.43
	s	N/mm ²	83.49	17.42	82.04
許容応力度	ca	N/mm ²	5.25	7.00	5.25
	sa	N/mm ²	176.00	176.00	176.00
CASE	—	—	3	2	3

底版(内側引張)

項目	単位	左端部	支間部	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	0.0	382.7	0.0
軸力	N	kN	0.0	179.7	0.0
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	100.0	100.0	100.0
有効高	d	cm	93.0	93.0	93.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0
必要鉄筋量	外側	cm ²	0.00	13.07	0.00
	内側	cm ²	0.00	20.49	0.00
使用鉄筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D25 @250 D— @— 20.268	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D— @— D— @— ————	D32 @250 D— @— 31.768	D25 @250 D— @— 20.268
中立軸	X	cm	0.000	28.131	0.000
応力度	c	N/mm ²	0.00	3.35	0.00
	s	N/mm ²	0.00	115.92	0.00
許容応力度	ca	N/mm ²	5.25	7.00	5.25
	sa	N/mm ²	176.00	176.00	176.00
CASE	—	—	—	1	—

2)せん断応力度

$$\tau_m = \frac{S}{b \times d} \leq \tau_a$$

$$b = 100.0(\text{cm})$$

最大せん断力に対して照査する

部 材	照査位置	S (kN)	d (cm)	τ_m (N/mm ²)	τ_a (N/mm ²)	CASE	L (m)
頂 版	左端部	334.8	73.0	0.459	0.720	1	0.000
	2d点	221.1	73.0	0.303	0.360	1	1.460
	2d点	-220.5	73.0	0.302	0.360	1	1.460
	右端部	-339.2	73.0	0.465	0.720	1	0.000
左側壁	上端部	-169.9	68.0	0.250	0.720	3	0.000
	2d点	-107.4	68.0	0.158	0.360	3	1.360
	2d点	67.8	68.0	0.100	0.360	2	1.360
	下端部	199.0	68.0	0.293	0.720	2	0.000
右側壁	上端部	169.9	68.0	0.250	0.720	3	0.000
	2d点	107.4	68.0	0.158	0.360	3	1.360
	2d点	-67.8	68.0	0.100	0.360	2	1.360
	下端部	-199.0	68.0	0.293	0.720	2	0.000
底 版	左端部	-430.4	93.0	0.463	0.720	1	0.000
	2d点	-170.3	93.0	0.183	0.360	3	1.860
	2d点	170.4	93.0	0.183	0.360	3	1.860
	右端部	434.8	93.0	0.468	0.720	1	0.000

L : 隅角部格点から照査点までの距離

6.2.2 レベル1地震時

1) 曲げ応力度

頂 版(外側引張)

項 目	単 位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-171.3	-6.9	0.0	-229.7	-437.7
軸 力	N	kN	103.7	111.6	0.0	192.8	200.7
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	90.0	80.0	80.0	80.0	90.0
有 効 高	d	cm	83.0	73.0	73.0	73.0	83.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	5.46	0.00	0.00	8.01	15.80
	内側	cm ²	5.46	0.00	0.00	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D— @— D— @— —	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D32 @250 D— @— 31.768	D— @— D— @— —	D— @— D— @— —
中 立 軸	X	cm	25.222	133.565	0.000	25.279	25.099
応 力 度	c	N/mm ²	2.06	0.18	0.00	3.59	5.49
	s	N/mm ²	70.72	-2.58	0.00	101.78	189.87
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	10.50	10.50	10.50	10.50	10.50
	sa	N/mm ²	300.00	-300.00	300.00	300.00	300.00
CASE	—	—	1	1	—	1	1

頂 版(内側引張)

項 目	単 位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	0.0	0.0	316.8	0.0	0.0
軸 力	N	kN	0.0	0.0	142.5	0.0	0.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	90.0	80.0	80.0	80.0	90.0
有 効 高	d	cm	73.0	73.0	73.0	73.0	73.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	内側	cm ²	0.00	0.00	13.29	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D— @— D— @— —	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D32 @250 D— @— 31.768	D— @— D— @— —	D— @— D— @— —
中 立 軸	X	cm	0.000	0.000	24.806	0.000	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	0.00	4.53	0.00	0.00
	s	N/mm ²	0.00	0.00	132.05	0.00	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	10.50	10.50	10.50	10.50	10.50
	sa	N/mm ²	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
CASE	—	—	—	—	1	—	—

左側壁(外側引張)

項 目	単 位	上端部	ハンチ端	支間部	下端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-171.3	-108.2	-52.5	-398.2
軸 力	N	kN	268.0	289.2	329.8	422.5
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	85.0	75.0	75.0	75.0
有 効 高	d	cm	78.0	68.0	68.0	68.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0	7.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	3.23	0.64	0.00	14.83
	内側	cm ²	2.55	0.51	0.00	11.70
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D25 @250 D— @— 20.268	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268
中 立 軸	X	cm	31.676	36.062	68.208	23.659
応 力 度	c	N/mm ²	2.31	1.69	0.90	6.26
	s	N/mm ²	50.64	22.51	-12.05	176.04
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	10.50	10.50	10.50	7.88
	sa	N/mm ²	300.00	300.00	-300.00	300.00
CASE	—	—	1	1	1	1

右側壁(外側引張)

項 目	単 位	上端部	ハンチ端	支間部	下端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-437.7	-304.8	-2.7	-82.3
軸 力	N	kN	332.6	337.6	359.6	369.4
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	85.0	75.0	75.0	75.0
有 効 高	d	cm	78.0	68.0	68.0	68.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0	7.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	15.10	10.64	0.00	0.00
	内側	cm ²	11.91	8.39	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696	D25 @250 D— @— 20.268	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268
中 立 軸	X	cm	25.314	23.950	698.685	53.953
応 力 度	c	N/mm ²	5.90	4.80	0.47	1.29
	s	N/mm ²	184.30	132.37	-6.96	-16.85
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	10.50	10.50	10.50	7.88
	sa	N/mm ²	300.00	300.00	-300.00	-300.00
CASE	—	—	1	1	1	1

底版(外側引張)

項目	単位	左端部	支間部	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-398.2	-323.9	-82.3
軸力	N	kN	249.8	234.7	121.3
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	100.0	100.0	100.0
有効高	d	cm	93.0	93.0	93.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0
必要鉄筋量	外側	cm ²	11.24	8.47	0.98
	内側	cm ²	0.00	13.28	0.77
使用鉄筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D25 @250 D— @— 20.268	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D— @— D— @— ————	D32 @250 D— @— 31.768	D25 @250 D— @— 20.268
中立軸	X	cm	28.968	24.761	37.527
応力度	c	N/mm ²	4.19	3.16	0.78
	s	N/mm ²	138.89	130.73	17.30
許容応力度	ca	N/mm ²	7.88	10.50	7.88
	sa	N/mm ²	300.00	300.00	300.00
CASE	—	—	1	1	1

底版(内側引張)

項目	単位	左端部	支間部	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	0.0	430.1	0.0
軸力	N	kN	0.0	172.6	0.0
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	100.0	100.0	100.0
有効高	d	cm	93.0	93.0	93.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0
必要鉄筋量	外側	cm ²	0.00	8.75	0.00
	内側	cm ²	0.00	13.71	0.00
使用鉄筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D25 @250 D— @— 20.268	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D— @— D— @— ————	D32 @250 D— @— 31.768	D25 @250 D— @— 20.268
中立軸	X	cm	0.000	27.445	0.000
応力度	c	N/mm ²	0.00	3.75	0.00
	s	N/mm ²	0.00	134.30	0.00
許容応力度	ca	N/mm ²	7.88	10.50	7.88
	sa	N/mm ²	300.00	300.00	300.00
CASE	—	—	—	1	—

2)せん断応力度

$$\tau_m = \frac{S}{b \times d} \leq \tau_a$$

$$b = 100.0(\text{cm})$$

最大せん断力に対して照査する

部 材	照査位置	S (kN)	d (cm)	τ_m (N/mm ²)	τ_a (N/mm ²)	CASE	L (m)
頂 版	左端部	268.0	73.0	0.367	1.080	1	0.000
	2d点	161.7	73.0	0.222	0.540	1	1.460
	2d点	-226.3	73.0	0.310	0.540	1	1.460
	右端部	-332.6	73.0	0.456	1.080	1	0.000
左側壁	上端部	-103.7	68.0	0.152	1.080	1	0.000
	2d点	-43.1	68.0	0.063	0.540	1	1.360
	2d点	122.2	68.0	0.180	0.540	1	1.360
	下端部	249.8	68.0	0.367	1.080	1	0.000
右側壁	上端部	200.7	68.0	0.295	1.080	1	0.000
	2d点	149.9	68.0	0.220	0.540	1	1.360
	2d点	-0.1	68.0	0.000	0.540	1	1.360
	下端部	-121.3	68.0	0.178	1.080	1	0.000
底 版	左端部	-422.5	93.0	0.454	1.080	1	0.000
	2d点	-236.6	93.0	0.254	0.540	1	1.860
	2d点	77.0	93.0	0.083	0.540	1	1.860
	右端部	369.4	93.0	0.397	1.080	1	0.000

L : 隅角部格点から照査点までの距離

6.2.3 レベル2地震時

安全係数

材料係数		コンクリート	c	1.00
		鉄筋	s	1.00
部材係数	曲げ耐力		b	1.00
	せん断耐力	コンクリート	b	1.00
		鉄筋	b	1.00
荷重係数			f	1.00
構造物解析係数			a	1.00
構造物係数			i	1.00

コンクリートの設計圧縮強度 $f'_{cd} = 21.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

鉄筋の設計降伏強度 $f'_{yd} = 345.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

CASE 1

頂 版

項 目	単 位	左端部	支間部	右端部	
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	90.0	80.0	90.0
有 効 高	d	cm	73.0	73.0	83.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D— @— D— @— ————	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D32 @250 D— @— 31.768	D— @— D— @— ————
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	20.268	————	20.268
	Ss	cm	25.0	————	25.0
曲げモーメントおよび軸力に対する安全性の検討					
曲げモーメント	Md	kN.m	88.6	373.0	-697.5
軸 力	N' d	kN	12.3	96.2	292.1
曲げ耐力	Mud	kN・m	661.1	836.9	-851.9
(i・Md)/Mud	—	—	0.134	0.446	0.819
判 定	—	—	OK	OK	OK
せん断力に対する安全性の検討					
せん断力	Vd	kN	205.0	24.8	-395.6
曲げモーメント	Md	kN.m	88.6	373.0	-697.5
軸 力	N' d	kN	12.3	96.2	292.1
コンクリート 負担分	Vcd	kN	314.2	————	344.9
鉄筋負担分	Vsd	kN	1518.2	————	1726.1
せん断耐力	Vyd	kN	1832.3	————	2071.0
(i・Vd)/Vyd	—	—	0.112	————	0.191
判 定	—	—	OK	————	OK

左側壁

項 目	単 位	上端部	下端部	
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	85.0	75.0
有 効 高	d	cm	68.0	68.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	11.460	11.460
	Ss	cm	25.0	25.0
曲げモーメントおよび軸力に対する安全性の検討				
曲げモーメント	Md	kN.m	88.6	-717.5
軸 力	N ' d	kN	205.0	495.8
曲げ耐力	Mud	kN・m	1663.0	-739.1
(i・Md)/Mud		—	0.053	0.971
判 定		—	OK	OK
せん断力に対する安全性の検討				
せん断力	Vd	kN	-12.3	381.3
曲げモーメント	Md	kN.m	88.6	-717.5
軸 力	N ' d	kN	205.0	495.8
コンクリート 負担分	Vcd	kN	366.5	324.4
鉄筋負担分	Vsd	kN	799.6	799.6
せん断耐力	Vyd	kN	1166.1	1124.0
(i・Vd)/Vyd		—	0.011	0.339
判 定		—	OK	OK

右側壁

項 目	単 位	上端部	下端部	
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	85.0	75.0
有 効 高	d	cm	78.0	68.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	11.460	11.460
	Ss	cm	25.0	25.0
曲げモーメントおよび軸力に対する安全性の検討				
曲げモーメント	Md	kN.m	-697.5	236.9
軸 力	N ' d	kN	395.6	296.0
曲げ耐力	Mud	kN・m	-884.8	757.8
(i・Md)/Mud		—	0.788	0.313
判 定		—	OK	OK
せん断力に対する安全性の検討				
せん断力	Vd	kN	292.1	10.2
曲げモーメント	Md	kN.m	-697.5	236.9
軸 力	N ' d	kN	395.6	296.0
コンクリート 負担分	Vcd	kN	341.8	319.0
鉄筋負担分	Vsd	kN	917.2	799.6
せん断耐力	Vyd	kN	1259.0	1118.6
(i・Vd)/Vyd		—	0.232	0.009
判 定		—	OK	OK

底 版

項 目	単 位	左端部	支間部	支間部	右端部	
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	
部 材 高	h	cm	100.0	100.0	100.0	
有 効 高	d	cm	93.0	93.0	93.0	
外側鉄筋かぶり	d1	cm	7.0	7.0	7.0	
内側鉄筋かぶり	d2	cm	7.0	7.0	7.0	
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D— @— D— @— —	D32 @250 D— @— 31.768	D32 @250 D— @— 31.768	D25 @250 D— @— 20.268
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	20.268	—	—	20.268
	Ss	cm	25.0	—	—	25.0
曲げモーメントおよび軸力に対する安全性の検討						
曲げモーメント	Md	kN.m	-717.5	-749.1	624.1	236.9
軸 力	N' d	kN	381.3	350.6	135.4	-10.2
曲げ耐力	Mud	kN・m	-1041.5	-804.9	1086.4	629.4
(i・Md)/Mud		—	0.689	0.931	0.574	0.376
判 定		—	OK	OK	OK	OK
せん断力に対する安全性の検討						
せん断力	Vd	kN	-495.8	-434.4	-200.9	296.0
曲げモーメント	Md	kN.m	-717.5	-749.1	624.1	236.9
軸 力	N' d	kN	381.3	350.6	135.4	-10.2
コンクリート 負担分	Vcd	kN	370.4	—	—	310.1
鉄筋負担分	Vsd	kN	1934.1	—	—	1934.1
せん断耐力	Vyd	kN	2304.5	—	—	2244.2
(i・Vd)/Vyd		—	0.215	—	—	0.132
判 定		—	OK	—	—	OK

7章 杭照査

7.1 基本条件

- ・工法 : 打込み (打撃工法)
- ・杭種 : PHC杭
- ・杭頭条件 : 固定
- ・杭先端条件 : ヒンジ
- ・ヤング係数 : 4.000×10^4 (N/mm²)
- ・杭径 : 800.0 (mm)
- ・厚さ : 110 (mm)
- ・杭長、種類

No	杭長 (m)	種類 (mm)
1	15.00	C種
2	10.00	B種
3	10.00	A種

・断面積および断面二次モーメント

外径 1 = 0.8000 (m)

内径 2 = 0.5800 (m)

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot (\phi 1^2 - \phi 2^2)$$

$$= \frac{\pi}{4} \cdot (0.8000^2 - 0.5800^2) = 0.23845 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$I = \frac{\pi}{64} \cdot (\phi 1^4 - \phi 2^4)$$

$$= \frac{\pi}{64} \cdot (0.8000^4 - 0.5800^4) = 0.01455122 \text{ (m}^4\text{)}$$

・コンクリート換算断面積

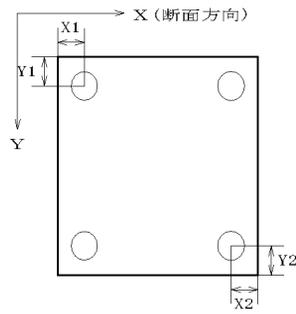
No	A (m ²)
1	0.25400
2	0.24900
3	0.24400

・コンクリート換算断面二次モーメント

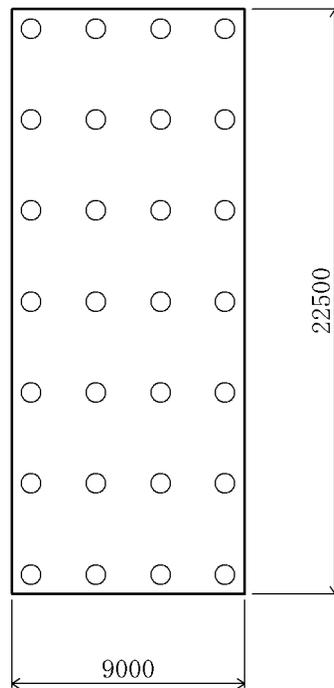
No	I (m ⁴)
1	0.01550000
2	0.01530000
3	0.01490000

7.2 杭配置

	断面方向	縦方向
杭列数	4	7
縁端距離1 (m)	0.750	0.750
縁端距離2 (m)	0.750	0.750
底版平面寸法 (m)	9.000	22.500
最小杭中心間隔(m)	0.500	



杭配置図



杭頭座標

杭列	断面方向 X(m)	縦方向 Y(m)
1	0.750	0.750
2	3.250	4.250
3	5.750	7.750
4	8.250	11.250
5	—	14.750
6	—	18.250
7	—	21.750

7.3 支点バネ

1)鉛直方向支点バネ値

杭1本当たりの杭軸方向バネ値

$$K_v = a \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{L}$$

杭 種 : PHC杭

工 法 : 打込み (打撃工法)

$$a = 0.014 \cdot (L / D) + 0.72 = 1.3325$$

$$A_p : \text{杭の純断面積} = 0.23845 \quad (\text{m}^2)$$

$$E_p : \text{杭体のヤング係数} = 4.000 \times 10^7 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$L : \text{杭長} = 35.000 \quad (\text{m})$$

$$D : \text{杭径} = 0.8000 \quad (\text{m})$$

$$K_v = 363121 \quad (\text{kN/m})$$

躯体奥行き1m当たりの鉛直方向支点バネ値

杭1本当たりの杭軸方向バネ値 K_v を杭列ごとの分担幅で除した値とする。

杭列	分担幅 (m)	鉛直方向 支点バネ (kN/m ²)
1	3.214	112970
2	3.214	112970
3	3.214	112970
4	3.214	112970

2)水平方向支点バネ値

(1) 水平方向地盤反力係数

$$k_H = k_{Ho} \cdot \left(\frac{BH}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$k_{Ho} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

ここに、 k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{Ho} : 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する
水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

BH : 荷重作用方向に直交する杭の換算載荷幅 (m)
算定する際の k_H は常時の値とし、設計上の地盤面から1/
までの深さの平均的な値とする。

・ E_o : 地盤の変形係数 (kN/m²)

$$\text{杭外径} \quad D = 0.8000 \quad (\text{m})$$

$$\text{杭体ヤング係数} \quad E = 4.00 \times 10^7 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{杭体断面二次モーメント} \quad I = 0.014551222 \quad (\text{m}^4)$$

$$\text{杭の特性値の仮定値} \quad = 0.198114 \quad (1/\text{m})$$

$$\text{水平抵抗に関する地盤の深さ} \quad 1/ = 5.0476 \quad (\text{m})$$

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 } \alpha \cdot E_o = \frac{\sum (\alpha \cdot E_{oi} \cdot L_i)}{1/\beta} = 5600.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅 } BH = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 2.0095 \text{ (m)}$$

$$kH_o = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o = 18666.7 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$kH = kH_o \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{\frac{3}{4}} = 4483.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.198114 \text{ (1/m)}$$

以上のとおり、仮定した β 値と一致する。

層	層厚 (m)	・ Eo (kN/m ²)		kH (kN/m ³)	
		常時	地震時	常時	地震時
1	15.000	5600	5600	4483	4483
2	10.000	5600	5600	4483	4483
3	8.700	5600	5600	4483	4483
4	1.300	140000	140000	112081	112081

(2) 水平方向支点バネ値

杭1本を弾性床上の梁にモデル化し、杭頭に載荷した荷重とそのときに生じる杭頭の変位との関係から算出する。

杭頭剛結合

$$\begin{bmatrix} K1 & -K2 \\ -K3 & K4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} H_o & 0 \\ 0 & M_o \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \delta_{oH} & \delta_{oM} \\ \theta_{oM} & \theta_{oH} \end{bmatrix}^{-1}$$

ここに、K1：杭頭部に回転を生じないようにして杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角方向力 (kN/m)

K2：杭頭部に移動を生じないようにして杭頭部を単位量だけ回転させるとき杭頭部に作用させるべき軸直角方向力 (kN/rad)

K3：杭頭部に回転を生じないようにして杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき杭頭部に作用させるべき曲げモーメント (kN.m/m)

K4：杭頭部に移動を生じないようにして杭頭部を単位量だけ回転させるとき杭頭部に作用させるべき曲げモーメント (kN.m/rad)

H_o：杭頭に載荷した単位水平力 (kN)

M_o：杭頭に載荷した単位モーメント (kN.m)

oH：杭頭にH_oだけを載荷したときに杭頭に生じる水平変位 (m)

oH：杭頭にH_oだけを載荷したときに杭頭に生じる回転角 (rad)

oM：杭頭にM_oだけを載荷したときに杭頭に生じる水平変位 (m)

oM：杭頭にM_oだけを載荷したときに杭頭に生じる回転角 (rad)

上記により算出したK1を杭1本当たりの水平方向バネ値とする。

$$K = 18104 \text{ (kN/m)}$$

躯体奥行き1m当たりの水平方向支点バネ値

杭1本当たりの水平方向バネ値Kを杭列ごとの分担幅で除した値とする。

杭列	分担幅 (m)	水平方向 支点バネ (kN/m ²)
1	3.214	5632
2	3.214	5632
3	3.214	5632
4	3.214	5632

3)使用値

杭列	杭位置 (m)	常時		地震時	
		鉛直バネ (kN/m ²)	水平バネ (kN/m ²)	鉛直バネ (kN/m ²)	水平バネ (kN/m ²)
1	0.750	112970	5632	112970	5632
2	3.250	112970	5632	112970	5632
3	5.750	112970	5632	112970	5632
4	8.250	112970	5632	112970	5632

7.4 杭頭に作用するボックス反力

杭頭に作用するボックス反力は、骨組み解析結果の支点反力(kN/m)として求められる。
骨組み解析結果の支点反力は、単位幅1m当たりの反力であるため、杭1本に作用する反力は分担幅を乗じて次式で求められる。

$$RH = RHo \times BR$$

$$Rv = Rvo \times BR$$

ここに、RH : 杭1本当たりの水平反力 (kN/本)

Rv : 杭1本当たりの鉛直反力 (kN/本)

RHo : 骨組み解析結果の支点水平反力 (kN/m)

Rvo : 骨組み解析結果の支点鉛直反力 (kN/m)

BR : 分担幅 (m)

(1) 常固-1+鉛活-1

杭列	分担幅 (m)	単位幅1m当り		杭1本当り	
		水平反力 RHo (kN/m)	鉛直反力 Rvo (kN/m)	水平反力 RH (kN/本)	鉛直反力 Rv (kN/本)
1	3.214	0.159	254.430	0.510	817.815
2	3.214	0.053	154.738	0.170	497.373
3	3.214	-0.053	156.065	-0.170	501.639
4	3.214	-0.159	258.741	-0.510	831.671

(2) 常固-1+水活

杭列	分担幅 (m)	単位幅1m当り		杭1本当り	
		水平反力 RHo (kN/m)	鉛直反力 Rvo (kN/m)	水平反力 RH (kN/本)	鉛直反力 Rv (kN/本)
1	3.214	0.176	231.379	0.565	743.722
2	3.214	0.059	143.921	0.188	462.605
3	3.214	-0.059	143.921	-0.188	462.605
4	3.214	-0.176	231.379	-0.565	743.722

(3) 常固-1+鉛活-1+水活

杭列	分担幅 (m)	単位幅1m当り		杭1本当り	
		水平反力 RHo (kN/m)	鉛直反力 Rvo (kN/m)	水平反力 RH (kN/本)	鉛直反力 Rv (kN/本)
1	3.214	0.171	253.406	0.549	814.523
2	3.214	0.057	155.762	0.183	500.665
3	3.214	-0.057	157.089	-0.183	504.931
4	3.214	-0.171	257.717	-0.549	828.379

(4) 地固-1+地水Lv1

杭列	分担幅 (m)	単位幅1m当り		杭1本当り	
		水平反力 RHo (kN/m)	鉛直反力 Rvo (kN/m)	水平反力 RH (kN/本)	鉛直反力 Rv (kN/本)
1	3.214	11.933	158.848	38.355	510.586
2	3.214	11.799	78.597	37.926	252.633
3	3.214	11.688	76.422	37.569	245.644
4	3.214	11.599	189.233	37.284	608.250

(5) 地固-1+地水Lv2

杭列	分担幅 (m)	単位幅1m当り		杭1本当り	
		水平反力 RHo (kN/m)	鉛直反力 Rvo (kN/m)	水平反力 RH (kN/本)	鉛直反力 Rv (kN/本)
1	3.214	17.207	148.491	55.308	477.295
2	3.214	17.026	86.869	54.726	279.224
3	3.214	16.915	68.150	54.369	219.054
4	3.214	16.874	199.590	54.237	641.542

7.5 杭の許容鉛直支持力・引抜き力

(1) 杭の諸元

杭 種：PHC杭

施工工法：打込み杭工法

杭 径：D = 0.8000 (m)

杭 長：L = 35.000 (m)

杭の種類：支持杭

(2)許容支持力の計算

$$Ra = \frac{1}{n} \cdot (Ru - Ws) + Ws - W$$

$$Ru = qd \cdot A + U \cdot (Li \cdot fi)$$

Ra : 杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力(kN)

n : 安全率

(常時= 3, L1地震動= 2, L2地震動= 1)

Ru : 地盤から決まる杭の極限支持力(kN)

qd : 杭先端で支持する単位面積当たりの極限支持力度(kN/m²)

$$\frac{\text{支持層への換算根入れ深さ}}{\text{杭径}} = 2.00$$

$$\text{設計N値} = 40.0$$

$$\frac{qd}{N} = 180.0$$

$$qd = 180.0 \cdot 40.0 = 7200 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

A : 杭先端面積(m²)

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot 0.8000^2 = 0.503 \text{ (m}^2\text{)}$$

U : 杭の周長(m)

$$U = \pi \cdot 0.8000 = 2.513 \text{ (m)}$$

Li : 層厚(m)

fi : 層の最大周面摩擦力度(kN/m²)

Ws : 杭で置き換えられる部分の土の有効重量(kN)

$$Ws = A \cdot (i \cdot Li)$$

i : 土の有効単位重量(kN/m³)

W : 杭の有効重量(kN)

$$W = Ap \cdot (p \cdot L - w \cdot L') = 129.4 \text{ (kN)}$$

$$p : \text{杭体単位重量} = 25.50 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$w : \text{水の単位重量} = 10.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

	上杭	中杭	下杭	
Ap : 杭体断面積	= 0.24	0.24	0.24	(m ²)
L : 杭長	= 15.000	10.000	10.000	(m)
L' : 水中部杭長	= 15.000	10.000	10.000	(m)

周面摩擦力および杭で置き換えられる部分の土の有効重量

層No	土質	平均N値	層厚Li(m)	i(kN/m ³)	Ws(kN)	fi(kN/m ²)	Li・fi(kN/m)
1	粘性土	2.0	33.700	7.00	118.6	16.0	539.2
2	砂質土	50.0	1.300	11.00	7.2	100.0	130.0
計			35.000		125.8		669.2

地盤から決まる極限支持力

$$Ru = qd \cdot A + U \cdot (Li \cdot fi)$$

$$= 7200 \cdot 0.503 + 2.513 \cdot 669.2 = 5301 \text{ (kN)}$$

許容支持力

1) 常時

$$Ra = \frac{1}{3} \cdot (5301 - 125.8) + 125.8 - 129.4 = 1721 \text{ (kN)}$$

2) レベル1地震動

$$Ra = \frac{1}{2} \cdot (5301 - 125.8) + 125.8 - 129.4 = 2582 \text{ (kN)}$$

3) レベル2地震動

$$Ra = \frac{1}{1} \cdot (5301 - 125.8) + 125.8 - 129.4 = 5164 \text{ (kN)}$$

(3) 許容引抜き力の計算

$$Pa = \frac{1}{n} \cdot Pu + W$$

$$Pu = U \cdot (Li \cdot fi)$$

Pa : 杭頭における杭の軸方向許容引抜き力(kN)

n : 安全率

(常時= 6, L1地震動= 3, L2地震動=1.5)

Pu : 地盤から決まる杭の極限引抜き力(kN)

$$Pu = 2.513 \cdot 669.2 = 1682 \text{ (kN)}$$

W : 杭の有効重量(kN)

$$W = 129.4 \text{ (kN)}$$

許容引抜き力

1) 常時

$$Pa = \frac{1}{6.0} \cdot 1682 + 129.4 = 410 \text{ (kN)}$$

2) レベル1地震動

$$Pa = \frac{1}{3.0} \cdot 1682 + 129.4 = 690 \text{ (kN)}$$

3) レベル2地震動

$$Pa = \frac{1}{1.5} \cdot 1682 + 129.4 = 1251 \text{ (kN)}$$

7.6 杭反力

	許容支持力 Ra (kN/本)	許容引抜き力 Pa (kN/本)
常時	1721	410
レベル1地震時	2582	690
レベル2地震時	5164	1251

case	検討ケース名称	鉛直反力(kN/本)		水平反力(kN/本)			支持力照査	
		最大	最小	最大	左端列杭	右端列杭	押込み	引抜き
1	常固-1+鉛活-1	831.7	497.4	0.5	0.5	-0.5	OK	OK
2	常固-1+水活	743.7	462.6	0.6	0.6	-0.6	OK	OK
3	常固-1+鉛活-1+水活	828.4	500.7	0.5	0.5	-0.5	OK	OK

case	検討ケース名称	鉛直反力(kN/本)		水平反力(kN/本)			支持力照査	
		最大	最小	最大	左端列杭	右端列杭	押込み	引抜き
4	地固-1+地水Lv1	608.3	245.6	38.4	38.4	37.3	OK	OK
5	地固-1+地水Lv2	641.5	219.1	55.3	55.3	54.2	OK	OK

7.7 杭体断面力

地震水平力計算表

位置	深さ z(m)	レベル1地震動			レベル2地震動		
		kh(kN/m ²)	Uh(m)	qh(kN/m)	kh(kN/m ²)	Uhz(m)	qh(kN/m)
1	9.300	3587	0.0785	281.63	3587	0.2617	938.75
2	10.300	3587	0.0775	278.03	3587	0.2584	926.77
3	11.300	3587	0.0764	274.09	3587	0.2547	913.63
4	12.300	3587	0.0752	269.80	3587	0.2507	899.33
5	13.300	3587	0.0739	265.17	3587	0.2464	883.91
6	14.300	3587	0.0726	260.21	3587	0.2418	867.37
7	15.300	3587	0.0711	254.92	3587	0.2369	849.75
8	16.300	3587	0.0695	249.32	3587	0.2317	831.05
9	17.300	3587	0.0679	243.39	3587	0.2262	811.31
10	18.300	3587	0.0661	237.17	3587	0.2204	790.55
11	19.300	3587	0.0643	230.64	3587	0.2144	768.80
12	20.300	3587	0.0624	223.82	3587	0.2080	746.08
13	21.300	3587	0.0604	216.73	3587	0.2014	722.42
14	22.300	3587	0.0584	209.36	3587	0.1946	697.86
15	23.300	3587	0.0562	201.72	3587	0.1875	672.42
16	24.300	3587	0.0540	193.84	3587	0.1802	646.13
17	26.300	3587	0.0494	177.34	3587	0.1648	591.15
18	28.300	3587	0.0446	159.96	3587	0.1487	533.20
19	30.300	3587	0.0395	141.77	3587	0.1318	472.57
20	32.300	3587	0.0343	122.87	3587	0.1142	409.56
21	34.300	3587	0.0288	103.35	3587	0.0961	344.49
22	37.200	3587	0.0207	74.15	3587	0.0689	247.16
23	40.100	3587	0.0123	44.17	3587	0.0410	147.22
24	43.000	3587	0.0038	13.72	3587	0.0127	45.72
		89665	0.0038	342.90	89665	0.0127	1143.01
25	44.300	89665	0.0000	0.00	89665	0.0000	0.00

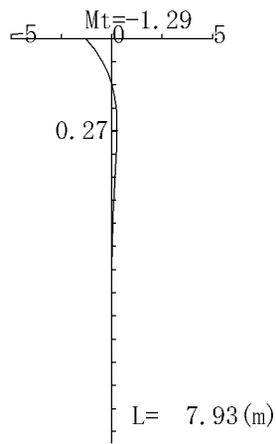
		常固-1+鉛活-1		常固-1+水活		
H (kN)		0.51		0.57		
Mt (kNm)		-1.29		-1.43		
Mmax , 1/2Mmax						
Mmax (kN.m)		0.27		0.30		
Z (m)		7.930		7.930		
1/2Mmax(kN.m)		0.64		0.71		
S (kN)		0.36		0.40		
Z (m)		1.47		1.47		
Mmax : 地中部最大モーメント Mt : 杭頭モーメント				1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)		
杭体断面力						
Z (m)	x(cm)	M (kN.m)	S (kN)	x(cm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	0.003	-1.287	0.510	0.003	-1.426	0.565
1.000	0.003	-0.827	0.410	0.003	-0.917	0.454
2.000	0.002	-0.465	0.317	0.003	-0.515	0.351
3.000	0.002	-0.191	0.233	0.002	-0.211	0.258
4.000	0.002	0.006	0.162	0.002	0.006	0.180
5.000	0.001	0.138	0.104	0.002	0.153	0.115
6.000	0.001	0.218	0.058	0.001	0.241	0.064
7.000	0.001	0.257	0.023	0.001	0.285	0.026
8.000	0.001	0.268	-0.001	0.001	0.296	-0.002
9.000	0.000	0.257	-0.018	0.000	0.285	-0.020
10.000	0.000	0.234	-0.028	0.000	0.259	-0.031
11.000	0.000	0.203	-0.033	0.000	0.225	-0.037
12.000	0.000	0.169	-0.034	0.000	0.187	-0.038
13.000	0.000	0.135	-0.033	0.000	0.150	-0.036
14.000	0.000	0.104	-0.030	0.000	0.115	-0.033
15.000	0.000	0.076	-0.026	0.000	0.084	-0.029
17.000	0.000	0.033	-0.017	0.000	0.037	-0.019
19.000	0.000	0.007	-0.010	0.000	0.008	-0.011
21.000	0.000	-0.007	-0.004	0.000	-0.007	-0.005
23.000	0.000	-0.011	-0.001	0.000	-0.013	-0.001
25.000	0.000	-0.011	0.001	0.000	-0.012	0.001
27.900	0.000	-0.008	0.001	0.000	-0.008	0.002
30.800	0.000	-0.004	0.001	0.000	-0.004	0.001
33.700	0.000	-0.001	0.001	0.000	-0.001	0.001
35.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

		常固-1+鉛活-1+水活		地固-1+地水Lv1		
H (kN)		0.55		38.35		
Mt (kNm)		-1.39		-262.33		
Mmax , 1/2Mmax						
Mmax (kN.m)		0.29		262.33		
Z (m)		7.930		0.000		
1/2Mmax(kN.m)		0.69		131.17		
S (kN)		0.39		28.19		
Z (m)		1.47		3.74		
Mmax : 地中部最大モーメント Mt : 杭頭モーメント				1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)		
杭体断面力						
Z (m)	x(cm)	M (kN.m)	S (kN)	x(cm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	0.003	-1.385	0.549	7.817	-262.334	38.355
1.000	0.003	-0.890	0.441	7.796	-223.882	38.078
2.000	0.003	-0.500	0.341	7.736	-186.938	35.512
3.000	0.002	-0.205	0.251	7.644	-153.314	31.573
4.000	0.002	0.006	0.174	7.525	-124.012	26.969
5.000	0.002	0.148	0.112	7.385	-99.423	22.218
6.000	0.001	0.234	0.062	7.228	-79.504	17.677
7.000	0.001	0.277	0.025	7.057	-63.921	13.575
8.000	0.001	0.288	-0.002	6.876	-52.165	10.037
9.000	0.000	0.277	-0.019	6.685	-43.643	7.109
10.000	0.000	0.251	-0.030	6.487	-37.744	4.787
11.000	0.000	0.218	-0.035	6.282	-33.883	3.025
12.000	0.000	0.182	-0.037	6.071	-31.529	1.759
13.000	0.000	0.146	-0.035	5.855	-30.224	0.914
14.000	0.000	0.112	-0.032	5.634	-29.586	0.412
15.000	0.000	0.082	-0.028	5.407	-29.310	0.180
17.000	0.000	0.036	-0.018	4.939	-29.081	0.145
19.000	0.000	0.007	-0.010	4.452	-28.465	0.509
21.000	0.000	-0.007	-0.005	3.944	-26.962	0.996
23.000	0.000	-0.012	-0.001	3.418	-24.499	1.454
25.000	0.000	-0.012	0.001	2.876	-21.205	1.821
27.900	0.000	-0.008	0.002	2.064	-15.529	2.057
30.800	0.000	-0.004	0.001	1.230	-9.373	2.161
33.700	0.000	-0.001	0.001	0.382	-3.035	2.191
35.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.398

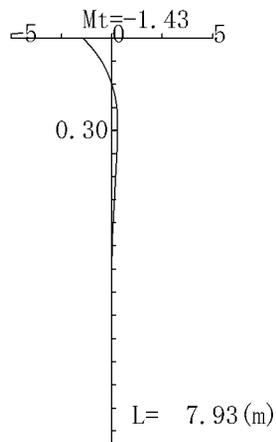
地固-1+地水Lv2			
H (kN)	55.31		
Mt (kNm)	-691.37		
Mmax , 1/2Mmax			
Mmax (kN.m)	691.37		
Z (m)	0.000		
1/2Mmax(kN.m)	345.68		
S (kN)	58.55		
Z (m)	5.090		
Mmax : 地中部最大モーメント Mt : 杭頭モーメント			
杭体断面力			
Z (m)	x(cm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	25.656	-691.366	55.308
1.000	25.598	-628.593	68.588
2.000	25.433	-557.027	73.344
3.000	25.172	-483.910	72.071
4.000	24.827	-414.200	66.838
5.000	24.411	-351.001	59.290
6.000	23.935	-295.968	50.684
7.000	23.408	-249.676	41.935
8.000	22.838	-211.936	33.666
9.000	22.231	-182.053	26.267
10.000	21.593	-159.041	19.946
11.000	20.928	-141.777	14.773
12.000	20.238	-129.119	10.723
13.000	19.526	-119.985	7.707
14.000	18.793	-113.401	5.601
15.000	18.041	-108.528	4.261
17.000	16.481	-101.670	2.920
19.000	14.852	-95.851	3.067
21.000	13.156	-88.927	3.918
23.000	11.400	-80.037	4.971
25.000	9.588	-69.080	5.955
27.900	6.880	-50.678	6.649
30.800	4.099	-30.724	7.030
33.700	1.273	-10.041	7.168
35.000	0.000	0.000	7.972

7.8 杭体モーメント図

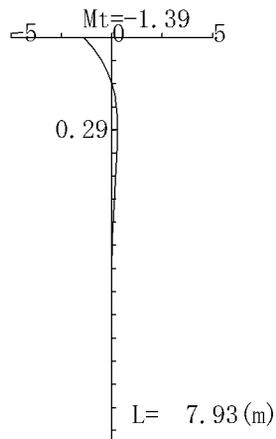
(検討ケース 1)



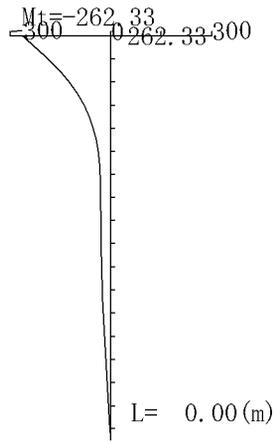
(検討ケース 2)



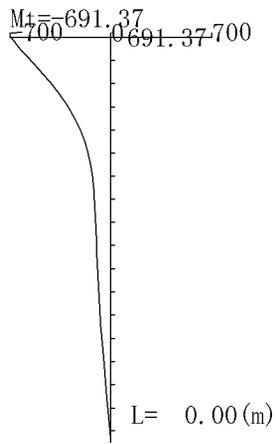
(検討ケース 3)



(検討ケース 4)



(検討ケース 5)



7.9 杭本体の照査

(1) 応力度照査

曲げ応力度

$$\sigma_c = \sigma_{ce} + \frac{N}{A_e} + \frac{M}{Z_e} \leq \sigma_{ca}$$

$$\sigma_t = \sigma_{ce} + \frac{N}{A_e} - \frac{M}{Z_e} \geq \sigma_{ta}$$

ここに、 c : コンクリートの圧縮縁応力度 (N/mm²)

t : コンクリートの引張縁応力度 (N/mm²)

ce : 有効プレストレス (N/mm²)

N : 部材断面に作用する軸力 (N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N.mm)

Ae : 換算断面積 (mm²)

Ze : 換算断面係数 (mm³)

ca : 許容圧縮応力度 (N/mm²)

ta : 許容引張応力度 (N/mm²)

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\tau_a = CN \cdot \tau_{a1}$$

$$CN = 1 + \frac{M_o}{M} \quad (1 \leq CN \leq 2)$$

$$M_o = \left(\sigma_{ce} + \frac{N}{A_c} \right) \cdot \frac{I_c}{y}$$

ここに、 : せん断応力度 (N/mm²)

S : 部材断面に作用するせん断力 (N)

A : 部材断面積 (mm²)

a : 許容せん断応力度 (N/mm²)

CN : 軸方向圧縮力による補正係数

a1 : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)

Mo : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる
曲げモーメント (N.mm)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N.mm)

N : 部材断面に作用する軸力 (N)

Ac : 部材断面積 (mm²)

Ic : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (mm⁴)

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離 (mm)

第1断面

杭外径 D = 800.0 (mm) 厚さ t = 110.0 (mm)

種別 C種

有効プレストレス ce = 10.00 (N/mm²)

換算断面積 Ae = 254000 (mm²)

換算断面係数 Ze = 38700000 (mm³)

曲げ応力度

No	荷重ケース名称	M (kN.m)	N (kN)	c, t (N/mm ²)	ca, ta (N/mm ²)	判定
1	常固-1+鉛活-1	1.29	831.67	13.31 13.24	27.00 0.00	OK
			497.37	11.99 11.92		OK
2	常固-1+水活	1.43	743.72	12.96 12.89	27.00 0.00	OK
			462.61	11.86 11.78		OK
3	常固-1+鉛活-1+水活	1.39	828.38	13.30 13.23	27.00 0.00	OK
			500.67	12.01 11.94		OK
4	地固-1+地水Lv1	262.33	608.25	19.17 5.62	40.00 -5.00	OK
			245.64	17.75 4.19		OK

上段:Nmax 下段:Nmin

せん断応力度

No	荷重ケース名称	S (kN)	M (kN.m)	N (kN)	σ_a (N/mm ²)	CN	判定
1	常固-1+鉛活-1	0.51	1.29	497.37	0.002 1.700	2.000	OK
2	常固-1+水活	0.57	1.43	462.61	0.002 1.700	2.000	OK
3	常固-1+鉛活-1+水活	0.55	1.39	500.67	0.002 1.700	2.000	OK
4	地固-1+地水Lv1	38.59	247.70	245.64	0.162 2.550	2.000	OK

第2断面

杭外径 D = 800.0 (mm) 厚さ t = 110.0 (mm)

種別 B種

有効プレストレス $c_e = 8.00$ (N/mm²)

換算断面積 $A_e = 249000$ (mm²)

換算断面係数 $Z_e = 38200000$ (mm³)

曲げ応力度

No	荷重ケース名称	M (kN.m)	N (kN)	c, t (N/mm ²)	ca, ta (N/mm ²)	判定
1	常固-1+鉛活-1	0.08	831.67	11.34 11.34	27.00 0.00	OK
			497.37	10.00 10.00		OK
2	常固-1+水活	0.08	743.72	10.99 10.98	27.00 0.00	OK
			462.61	9.86 9.86		OK

No	荷重ケース名称	M (kN.m)	N (kN)	c, t (N/mm ²)	ca, ta (N/mm ²)	判定
3	常固-1+鉛活-1+水活	0.08	828.38	11.33 11.32	27.00 0.00	OK
			500.67	10.01 10.01		OK
4	地固-1+地水Lv1	29.31	608.25	11.21 9.68	40.00 -5.00	OK
			245.64	9.75 8.22		OK

上段:Nmax 下段:Nmin

せん断応力度

No	荷重ケース名称	S (kN)	M (kN.m)	N (kN)	σ_a (N/mm ²)	CN	判定
1	常固-1+鉛活-1	0.03	0.08	497.37	0.000 1.700	2.000	OK
2	常固-1+水活	0.03	0.08	462.61	0.000 1.700	2.000	OK
3	常固-1+鉛活-1+水活	0.03	0.08	500.67	0.000 1.700	2.000	OK
4	地固-1+地水Lv1	1.82	21.20	245.64	0.008 2.550	2.000	OK

第3断面

杭外径 D = 800.0 (mm) 厚さ t = 110.0 (mm)

種別 A種

有効プレストレス $c_e = 4.00$ (N/mm²)

換算断面積 $A_e = 244000$ (mm²)

換算断面係数 $Z_e = 37200000$ (mm³)

曲げ応力度

No	荷重ケース名称	M (kN.m)	N (kN)	c, t (N/mm ²)	ca, ta (N/mm ²)	判定
1	常固-1+鉛活-1	0.01	831.67	7.41 7.41	27.00 0.00	OK
			497.37	6.04 6.04		OK
2	常固-1+水活	0.01	743.72	7.05 7.05	27.00 0.00	OK
			462.61	5.90 5.90		OK
3	常固-1+鉛活-1+水活	0.01	828.38	7.40 7.39	27.00 0.00	OK
			500.67	6.05 6.05		OK
4	地固-1+地水Lv1	21.20	608.25	7.06 5.92	40.00 -4.00	OK
			245.64	5.58 4.44		OK

上段:Nmax 下段:Nmin

せん断応力度

No	荷重ケース名称	S (kN)	M (kN.m)	N (kN)	σ_a (N/mm ²)	CN	判定
1	常固-1+鉛活-1	0.00	0.01	497.37	0.000 1.700	2.000	OK
2	常固-1+水活	0.00	0.01	462.61	0.000 1.700	2.000	OK
3	常固-1+鉛活-1+水活	0.00	0.01	500.67	0.000 1.700	2.000	OK
4	地固-1+地水Lv1	2.19	3.04	245.64	0.009 2.550	2.000	OK

(2)耐力照査

曲げ耐力

$$M < Mu$$

ここに、M : 部材断面に作用する曲げモーメント (kN.m)

Mu : 終局モーメント (kN.m)

杭体コンクリート

設計基準強度 $ck = 80.0$ (N/mm²)

ヤング係数 $Ec = 4.00 \times 10^4$ (N/mm²)

せん断耐力

$$S < Ps$$

$$Ps = Sc + Ss$$

$$Sc = CN \cdot c \cdot b \cdot d$$

$$Ss = Aw \cdot sy \cdot d / (1.15 \cdot s)$$

ここに、S : 部材断面に作用するせん断力 (N)

Ps : せん断耐力 (N)

Sc : コンクリートによるせん断耐力 (N)

Ss : せん断鉄筋によるせん断耐力 (N)

CN : 軸方向圧縮力による補正係数

c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 = 1.275 (N/mm²)

b : 部材断面幅 = 195.0 (mm)

d : 部材断面の有効高 = 669.6 (mm)

Aw : せん断鉄筋量 (mm²)

s : せん断鉄筋間隔 (mm)

sy : せん断鉄筋の降伏点 = 345.0 (N/mm²)

第1断面

杭外径 D = 800.0 (mm) 厚さ t = 110.0 (mm)

種別 C種

有効プレストレス $ce = 10.00$ (N/mm²)

PC鋼材 鋼材量 = 3200 (mm²)

配置半径 = 350.0 (mm)

降伏強度 $py = 1300.00$ (N/mm²)

引張強度 $pu = 1500.00$ (N/mm²)

ヤング係数 = 200000 (N/mm²)

せん断鉄筋量 $Aw = 142.6$ (mm²)

せん断鉄筋間隔 $s = 50.0$ (mm)

曲げ耐力

No	M (kN.m)	N (kN)	Mu (kN.m)	判定
1	691.37	641.54	1503.64	OK
		219.05	1419.25	OK

上段:Nmax 下段:Nmin

せん断耐力

No	S (kN)	M (kN.m)	N (kN)	Ps (kN)	Sc (kN)	Ss (kN)	CN	判定
1	73.51	539.40	219.05	861.94	289.03	572.91	1.736	OK

第2断面

杭外径 D = 800.0 (mm) 厚さ t = 110.0 (mm)

種別 B種

有効プレストレス ce = 8.00 (N/mm²)

PC鋼材 鋼材量 = 2512 (mm²)

配置半径 = 350.0 (mm)

降伏強度 py = 1300.00 (N/mm²)

引張強度 pu = 1500.00 (N/mm²)

ヤング係数 = 200000 (N/mm²)

せん断鉄筋量 Aw = 142.6 (mm²)

せん断鉄筋間隔 s = 50.0 (mm)

曲げ耐力

No	M (kN.m)	N (kN)	Mu (kN.m)	判定
1	108.53	641.54	1293.86	OK
		219.05	1198.28	OK

上段:Nmax 下段:Nmin

せん断耐力

No	S (kN)	M (kN.m)	N (kN)	Ps (kN)	Sc (kN)	Ss (kN)	CN	判定
1	5.96	69.08	219.05	905.82	332.91	572.91	2.000	OK

第3断面

杭外径 D = 800.0 (mm) 厚さ t = 110.0 (mm)

種別 A種

有効プレストレス ce = 4.00 (N/mm²)

PC鋼材 鋼材量 = 1231 (mm²)

配置半径 = 350.0 (mm)

降伏強度 py = 1300.00 (N/mm²)

引張強度 pu = 1500.00 (N/mm²)

ヤング係数 = 200000 (N/mm²)

せん断鉄筋量 Aw = 142.6 (mm²)

せん断鉄筋間隔 s = 50.0 (mm)

曲げ耐力

No	M (kN.m)	N (kN)	Mu (kN.m)	判定
1	69.08	641.54	823.30	OK
		219.05	698.88	OK

上段:Nmax 下段:Nmin

せん断耐力

No	S (kN)	M (kN.m)	N (kN)	Ps (kN)	Sc (kN)	Ss (kN)	CN	判定
1	7.17	10.04	219.05	905.82	332.91	572.91	2.000	OK

7.10 杭の変位量

(1)地盤と杭頭の相対変位差

$$|U1- 1| \leq 15.0 \text{ mm程度}$$

ここに、

U1 : 地盤の変位振幅(mm)

1 : 杭頭変位量(mm)

$$\text{レベル1 } |U1- 1| = |78.52- 78.17| = 0.35 \text{ mm OK (荷重ケース 4)}$$

$$\text{レベル2 } |U1- 1| = |261.74-256.56| = 5.18 \text{ mm OK (荷重ケース 5)}$$

(2)ボックスと杭頭の相対変位差

$$|U0- 1| \leq 15.0 \text{ mm程度}$$

U0 : ボックスの絶対変位量=U1+U2(mm)

U2 : ボックスの変位量(mm)

レベル1

$$U0 = U1+U2 = 78.52 + 2.12 = 80.64 \text{ mm}$$

$$|U0- 1| = |80.64- 78.17| = 2.47 \text{ mm OK (荷重ケース 4)}$$

レベル2

$$U0 = U1+U2 = 261.74 + 3.06 = 264.79 \text{ mm}$$

$$|U0- 1| = |264.79-256.56| = 8.23 \text{ mm OK (荷重ケース 5)}$$

7.11 杭頭結合部の照査

7.11.1 押込み力に対する照査

(1)底版コンクリートの鉛直方向支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{R_{vmax}}{\pi \cdot D^2 / 4} \leq \sigma_{ca}$$

ここに、 cv : 垂直支圧応力度 (N/mm²)

Rvmax : 杭最大鉛直反力 (N)

D : 杭径 = 800.0 (mm)

ca : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)

case	荷重ケース名称	Rvmax (kN)	cv (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	判定
1	常固-1+鉛活-1	831.67	1.65	7.20	OK
2	常固-1+水活	743.72	1.48	7.20	OK
3	常固-1+鉛活-1+水活	828.38	1.65	7.20	OK
4	地固-1+地水Lv1	608.25	1.21	10.80	OK
5	地固-1+地水Lv2	641.54	1.28	21.00	OK

(2)底版コンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{R_{vmax}}{\pi \cdot (D+h) \cdot h} \leq \tau_a$$

ここに、 v : 垂直方向の押抜きせん断応力度 (N/mm²)

R_{vmax} : 杭最大鉛直反力 (N)

D : 杭径 = 800.0 (mm)

h : 押抜きせん断に抵抗する底版の有効厚さ = 950.0 (mm)

a : コンクリートの許容押抜きせん断応力度 (N/mm²)

case	荷重ケース名称	R_{vmax} (kN)	v (N/mm ²)	a (N/mm ²)	判定
1	常固-1+鉛活-1	831.67	0.159	0.900	OK
2	常固-1+水活	743.72	0.142	0.900	OK
3	常固-1+鉛活-1+水活	828.38	0.159	0.900	OK
4	地固-1+地水Lv1	608.25	0.116	1.350	OK

(3)底版コンクリートの押抜きせん断耐力

R_{vmax} V_{pcd}

$$V_{pcd} = d \cdot p \cdot r \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d / b$$

ここに、 R_{vmax} : 杭最大鉛直反力 (N)

V_{pcd} : 押抜きせん断耐力 (N)

$$f_{pcd} = 0.20 (f'_{cd}) = 0.917 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$d = \frac{1}{4} (1/d) = 1.013$$

$$p = \frac{1}{3} (100 \cdot p) = 0.562$$

$$\beta_r = 1 + \frac{1}{1 + 0.25 \cdot (u/d)} = 1.602$$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 = 21 (N/mm²)

u : 載荷面の周長 = 800.0 × 4 = 2513 (mm)

u_p : 設計断面の周長で載荷面から $d/2$ 離れた位置で算定する
= 1750 × 4 = 5498 (mm)

d : 有効高さ = 950 (mm)

p : 鉄筋比で2方向の鉄筋に対する平均値とする

$$= A_s / (b \cdot d) = 1682.0 / (1000 \times 950) = 0.00177$$

$$A_s = (2569.6 + 794.4) / 2 = 1682.0 \text{ (mm}^2\text{)}$$

b : 部材係数で、応答変位法に限り1.0とする。

以上により、 $V_{pcd} = 4361.39$ (kN)

case	R_{vmax} (kN)	V_{pcd} (kN)	判定
1	641.54	4361.39	OK

7.11.2 水平力に対する照査

(1)底版コンクリートの水平方向支圧応力度

$$\sigma_{ch} = \frac{RH_{max}}{D \cdot L} \leq \sigma_{ca}$$

ここに、 ch : 水平支圧応力度 (N/mm²)
 RHmax : 杭最大水平反力 (N)
 D : 杭径 = 800.0 (mm)
 L : 杭の埋込み長 = 50.0 (mm)
 ca : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)

case	荷重ケース名称	RHmax (kN)	ch (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	判定
1	常固-1+鉛活-1	0.51	0.01	7.20	OK
2	常固-1+水活	0.57	0.01	7.20	OK
3	常固-1+鉛活-1+水活	0.55	0.01	7.20	OK
4	地固-1+地水Lv1	38.35	0.96	10.80	OK
5	地固-1+地水Lv2	55.31	1.38	21.00	OK

(2)底版端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{RH}{h' \cdot (2L+D+2h')} \leq \tau_a$$

ここに、 h : 水平方向の押抜きせん断応力度 (N/mm²)
 RH : 端部の杭の水平反力 (N)
 h' : 水平方向の押抜きせん断に抵抗する底版の有効厚さ
 左側 : 350.0 (mm) 右側 : 350.0 (mm)
 注) 水平反力が正のとき左端列を、負のとき右端列を照査する。
 D : 杭径 = 800.0 (mm)
 L : 杭の埋込み長 = 50.0 (mm)
 a : コンクリートの許容押抜きせん断応力度 (N/mm²)

case	荷重ケース名称	RH (kN)	h (N/mm ²)	a (N/mm ²)	判定
1	常固-1+鉛活-1	0.51	0.001	0.900	OK
2	常固-1+水活	0.57	0.001	0.900	OK
3	常固-1+鉛活-1+水活	0.55	0.001	0.900	OK
4	地固-1+地水Lv1	38.35	0.068	1.350	OK

(3)底版コンクリートの押抜きせん断耐力

$$V_{pcd} = d \cdot p \cdot r \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d / b$$

ここに、RHmax : 杭最大水平反力 (N)

Vpcd : 押抜きせん断耐力 (N)

$$f_{pcd} = 0.20 (f'_{cd}) = 0.917 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$d = \sqrt[4]{(1/d)} = 1.300$$

$$p = \sqrt[3]{(100 \cdot p)} = 0.783$$

$$\beta_r = 1 + \frac{1}{1 + 0.25 \cdot (u/d)} = 1.452$$

f'cd : コンクリートの設計圧縮強度 = 21 (N/mm²)

$$u : \text{載荷面の周長} = (800 + 50) \times 2 = 1700 \text{ (mm)}$$

$$u_p : \text{設計断面の周長で載荷面から} d/2 \text{離れた位置で算定する}$$

$$= (1150 + 225) \times 2 = 2750 \text{ (mm)}$$

$$d : \text{有効高さ} = 350 \text{ (mm)}$$

p : 鉄筋比で2方向の鉄筋に対する平均値とする

$$= A_s / (b \cdot d) = 1682.0 / (1000 \times 350) = 0.00481$$

$$A_s = (2569.6 + 794.4) / 2 = 1682.0 \text{ (mm}^2\text{)}$$

b : 部材係数で、応答変位法に限り1.0とする。

以上により、Vpcd = 1304.05 (kN)

case	RHmax (kN)	Vpcd (kN)	判定
1	55.31	1304.05	OK

7.11.3 杭頭部補強鉄筋の計算

(1) 仮想鉄筋コンクリート断面

断面直径 : 1000.0 (mm)

鉄筋

段	かぶり(mm)	径	本数	鉄筋量(mm ²)
1	150	22	8	3096.8
2	240	16	8	1588.8

(2) 仮想鉄筋コンクリート断面の曲げ応力度

コンクリート設計基準強度 ck = 21.00 (N/mm²)

鉄筋材質

SD345

case	荷重ケース名称	M (kN.m)	N (kN)	c _r / c _a (N/mm ²)	s _r / s _a (N/mm ²)	判定
1	常固-1+鉛活-1	1.29	831.67	0.98 / 7.00	-14.71 / -200.00	OK
			497.37	0.59 / 7.00	-8.85 / -200.00	OK
2	常固-1+水活	1.43	743.72	0.88 / 7.00	-13.18 / -200.00	OK
			462.61	0.55 / 7.00	-8.25 / -200.00	OK
3	常固-1+鉛活-1+水活	1.39	828.38	0.98 / 7.00	-14.66 / -200.00	OK
			500.67	0.60 / 7.00	-8.91 / -200.00	OK

case	荷重ケース名称	M (kN.m)	N (kN)	c, ca (N/mm ²)	s, sa (N/mm ²)	判定
4	地固-1+地水Lv1	262.33	608.25	5.08 10.50	76.82 300.00	OK
			245.64	6.06 10.50	160.52 300.00	OK

上段:Nmax 下段:Nmin

(3)仮想鉄筋コンクリート断面の曲げ耐力

コンクリート設計基準強度 $f'_{ck} = 21.00$ (N/mm²)

鉄筋降伏点強度 $f'_{yd} = 345.0$ (N/mm²)

安全係数

材料係数 コンクリート $c = 1.00$

鉄筋 $s = 1.00$

部材係数 $b = 1.00$

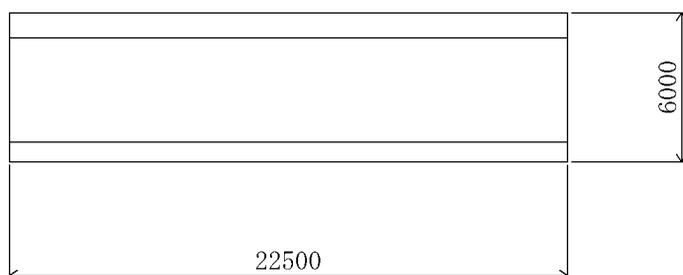
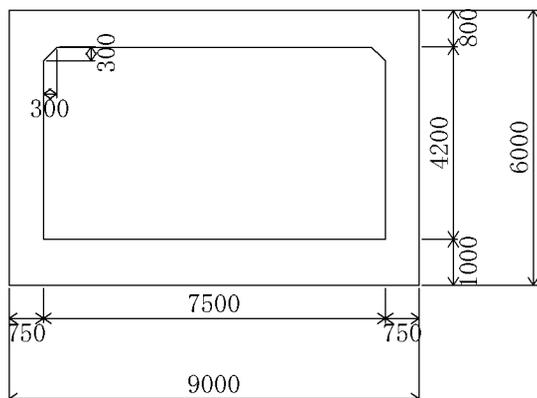
構造物係数 $i = 1.00$

case	Md (kN.m)	N (kN)	Mud (KN.m)	$i \cdot Md/Mud$	判定
1	691.37	641.54	831.47	0.8315	OK
		219.05	703.04	0.9834	OK

上段:Nmax 下段:Nmin

8章 縦断方向の検討

8.1 断面定数



(1)鉛直面内

	A(m ²)	y(m)	A・y(m ³)	A・y ² (m ⁴)	I _o (m ⁴)
頂版	7.2000	5.6000	40.3200	225.7920	0.3840
底版	9.0000	0.5000	4.5000	2.2500	0.7500
側壁	6.3000	3.1000	19.5300	60.5430	9.2610
ハンチ頂版	0.0900	5.1000	0.4590	2.3409	0.0005
合計	22.5900	—	64.8090	290.9259	10.3954

断面積 $\Sigma A = 22.5900 \text{ (m}^2\text{)}$

重心位置 $Y_e = \frac{\Sigma (A \cdot y)}{\Sigma A} = 2.869 \text{ (m)}$

断面二次モーメント $I_v = \Sigma (A \cdot y^2) + \Sigma I_o - Y_e^2 \cdot \Sigma A = 115.3892 \text{ (m}^4\text{)}$

(2)水平面内

	A(m ²)	x(m)	A・x(m ³)	A・x ² (m ⁴)	Io(m ⁴)
右側壁	3.1500	8.6250	27.1687	234.3305	0.1477
左側壁	3.1500	0.3750	1.1812	0.4430	0.1477
頂版、底版	16.2000	4.5000	72.9000	328.0500	109.3500
ハンチ頂版	0.0450	0.8500	0.0383	0.0325	0.0002
	0.0450	8.1500	0.3668	2.9890	0.0002
合計	22.5900	—	101.6550	565.8450	109.6458

$$\text{重心位置 } x_e = \frac{\sum (A \cdot x)}{\sum A} = 4.500 \text{ (m)}$$

$$\text{断面二次モーメント } I_h = \sum (A \cdot x^2) + \sum I_o - x_e^2 \cdot \sum A = 218.0432 \text{ (m}^4\text{)}$$

8.2 地盤条件と地盤定数の設定

(1) 換算せん断弾性波速度

$$VDS = \frac{4 \times H}{T_s} = \frac{4 \times 43.000}{1.706} = 100.792 \text{ (m/s)}$$

ここに、VDS：換算せん断弾性波速度 (m/s)

H：地表面から基盤面までの深さ (m)

T_s：地表地盤の固有周期 (s)

(2) せん断変形係数

$$G_s = \frac{\gamma \text{ teg}}{g} \cdot VDS^2 = \frac{16.000}{9.8} \times 100.792^2 = 16586 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、G_s：せん断変形係数 (kN/m²)

γ teg：地表面から基盤面までの土の平均単位重量 (kN/m³)

g：重力加速度 (m/s²)

(3) 地盤の剛性係数

軸方向及び軸直角方向

$$K1 = 1.0 \times G_s = 1.0 \times 16586 = 16586 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$K2 = 1.0 \times G_s = 1.0 \times 16586 = 16586 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

軸直角鉛直方向

$$K3 = 3.0 \times G_s = 3.0 \times 16586 = 49759 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

8.3 断面力の算定

(1) 地盤振動の波長

$$L1 = VDS \cdot T_s = 4 \cdot H = 4 \times 43.000 = 172.000 \text{ (m)}$$

$$L2 = VBS \cdot T_s = 300.0 \times 1.706 = 511.945 \text{ (m)}$$

$$L = \frac{2 \cdot L1 \cdot L2}{L1 + L2} = \frac{2 \times 172.000 \times 511.945}{172.000 + 511.945} = 257.490 \text{ (m)}$$

$$L' = \sqrt{2} \times L = \sqrt{2} \times 257.490 = 364.146 \text{ (m)}$$

(2) 剛性比率

$$\lambda 1 = \sqrt{\frac{K1}{E \cdot A}} = \sqrt{\frac{16586}{2.35 \times 10^7 \times 22.5900}} = 0.00559 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\lambda 2 = \sqrt[4]{\frac{K2}{E \cdot I_h}} = \sqrt[4]{\frac{16586}{2.35 \times 10^7 \times 218.0432}} = 0.04242 \text{ (m}^{-2}\text{)}$$

$$\lambda 3 = \sqrt[4]{\frac{K3}{E \cdot I_v}} = \sqrt[4]{\frac{49759}{2.35 \times 10^7 \times 115.3892}} = 0.06545 \text{ (m}^{-2}\text{)}$$

E：ヤング係数 (kN/m²)

(3) 継手を設けた場合の低減係数

$$\xi 1 = 900 \cdot L^{-1.8} = 900 \times 257.490^{-1.8} = 0.041 \rightarrow 0.100$$

$$\begin{aligned} \xi 2 &= 1.16 \cdot L^{-3.8} \times 10^8 + 890 \cdot \lambda 2^{3.7} \\ &= 1.16 \times 257.490^{-3.8} \times 10^8 + 890 \times 0.04242^{3.7} \\ &= 0.008 \rightarrow 0.100 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \xi 3 &= 5.31 \cdot L^{-3.7} \times 10^5 + 145 \cdot \lambda 3^{2.9} \\ &= 5.31 \times 257.490^{-3.7} \times 10^5 + 145 \times 0.06545^{2.9} \\ &= 0.054 \rightarrow 0.100 \end{aligned}$$

(4) 伝導率

$$\alpha 1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot \pi}{\lambda 1 \cdot L'} \right)^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot \pi}{0.00559 \times 364.146} \right)^2} = 0.095$$

$$\alpha 2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot \pi}{\lambda 2 \cdot L} \right)^4} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot \pi}{0.04242 \times 257.490} \right)^4} = 0.901$$

$$\alpha 3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot \pi}{\lambda 3 \cdot L} \right)^4} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot \pi}{0.06545 \times 257.490} \right)^4} = 0.981$$

(5) 重心位置深さにおける地震振動の水平および鉛直方向の変位振幅

$$\text{重心位置深さ } z = \text{土被り厚} + ye = 3.300 + 3.131 = 6.431$$

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H}\right)$$

$$U_v = \frac{U_h}{2}$$

ここに、 U_h : 重心位置深さにおける地震振動の水平方向変位振幅 (m)

U_v : 重心位置深さにおける地震振動の鉛直方向変位振幅 (m)

ye : 頂版天端から鉛直面内重心位置までの深さ (m)

1) レベル1地震時

$$\text{設計応答速度 } S_v = 0.24000 \text{ (m/s)}$$

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} \times 0.24000 \times 1.706 \times \cos\left(\frac{\pi \times 6.431}{2 \times 43.000}\right) = 0.08071 \text{ (m)}$$

$$U_v = \frac{U_h}{2} = \frac{0.08071}{2} = 0.04036 \text{ (m)}$$

2) レベル2地震時

$$\text{設計応答速度 } S_v = 0.80000 \text{ (m/s)}$$

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} \times 0.80000 \times 1.706 \times \cos\left(\frac{\pi \times 6.431}{2 \times 43.000}\right) = 0.26905 \text{ (m)}$$

$$U_v = \frac{U_h}{2} = \frac{0.26905}{2} = 0.13452 \text{ (m)}$$

(6) レベル1地震時の断面力

1) 水平および鉛直面内の軸力

水平面内の地震振動による軸力

$$\begin{aligned}
 P_h &= \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi \cdot E \cdot A}{L} \cdot U_h \\
 &= 0.095 \times 0.100 \times \left(\frac{\pi \times 2.35 \times 10^7 \times 22.5900}{257.490} \right) \times 0.08071 \\
 &= 4965 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

鉛直面内の地震振動による軸力

$$\begin{aligned}
 P_v &= \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi \cdot E \cdot A}{L} \cdot \left(\frac{U_h + U_v}{2} \right) \\
 &= 0.095 \times 0.100 \times \left(\frac{\pi \times 2.35 \times 10^7 \times 22.5900}{257.490} \right) \times \left(\frac{0.08071 + 0.04036}{2} \right) \\
 &= 3724 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

軸力合成

$$\begin{aligned}
 P &= \sqrt{2 \cdot P_h^2 + 2 \cdot P_v^2} = \sqrt{2 \times 4965^2 + 2 \times 3724^2} \\
 &= 8777 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

2) 水平および鉛直面内の地震振動による曲げモーメント

水平面内の地震振動による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_h &= \alpha_2 \cdot \xi_2 \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_h}{L^2} \cdot U_h \\
 &= 0.901 \times 0.100 \times \left(\frac{4 \times \pi^2 \times 2.35 \times 10^7 \times 218.0432}{257.490^2} \right) \times 0.08071 \\
 &= 22195 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

鉛直面内の地震振動による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_v &= \alpha_3 \cdot \xi_3 \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_v}{L^2} \cdot U_v \\
 &= 0.981 \times 0.100 \times \left(\frac{4 \times \pi^2 \times 2.35 \times 10^7 \times 115.3892}{257.490^2} \right) \times 0.04036 \\
 &= 6393 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

3) 応力度算定用の断面力

・ 水平面内

$$\begin{aligned}
 P_h' &= \frac{P}{\sqrt{2}} = \frac{8777}{\sqrt{2}} = 6206 \text{ (kN)} \\
 M_h' &= \frac{M_h}{\sqrt{2}} = \frac{22195}{\sqrt{2}} = 15694 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

・ 鉛直面内

$$\begin{aligned}
 P_v' &= \frac{P}{\sqrt{2}} = \frac{8777}{\sqrt{2}} = 6206 \text{ (kN)} \\
 M_v' &= \frac{M_v}{\sqrt{2}} = \frac{6393}{\sqrt{2}} = 4520 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

(7) レベル2地震時の断面力

1) 水平および鉛直面内の軸力

水平面内の地震振動による軸力

$$\begin{aligned}
 P_h &= \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi \cdot E \cdot A}{L} \cdot U_h \\
 &= 0.095 \times 0.100 \times \left(\frac{\pi \times 2.35 \times 10^7 \times 22.5900}{257.490} \right) \times 0.26905 \\
 &= 16551 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

鉛直面内の地震振動による軸力

$$\begin{aligned}
 P_v &= \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi \cdot E \cdot A}{L} \cdot \left(\frac{U_h + U_v}{2} \right) \\
 &= 0.095 \times 0.100 \times \left(\frac{\pi \times 2.35 \times 10^7 \times 22.5900}{257.490} \right) \times \left(\frac{0.26905 + 0.13452}{2} \right) \\
 &= 12413 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

軸力合成

$$\begin{aligned}
 P &= \sqrt{2 \cdot P_h^2 + 2 \cdot P_v^2} = \sqrt{2 \times 16551^2 + 2 \times 12413^2} \\
 &= 29258 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

2) 水平および鉛直面内の地震振動による曲げモーメント

水平面内の地震振動による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_h &= \alpha_2 \cdot \xi_2 \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_h}{L^2} \cdot U_h \\
 &= 0.901 \times 0.100 \times \left(\frac{4 \times \pi^2 \times 2.35 \times 10^7 \times 218.0432}{257.490^2} \right) \times 0.26905 \\
 &= 73984 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

鉛直面内の地震振動による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_v &= \alpha_3 \cdot \xi_3 \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_v}{L^2} \cdot U_v \\
 &= 0.981 \times 0.100 \times \left(\frac{4 \times \pi^2 \times 2.35 \times 10^7 \times 115.3892}{257.490^2} \right) \times 0.13452 \\
 &= 21309 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

3) 応力度算定用の断面力

・ 水平面内

$$\begin{aligned}
 P_h' &= \frac{P}{\sqrt{2}} = \frac{29258}{\sqrt{2}} = 20688 \text{ (kN)} \\
 M_h' &= \frac{M_h}{\sqrt{2}} = \frac{73984}{\sqrt{2}} = 52314 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

・ 鉛直面内

$$\begin{aligned}
 P_v' &= \frac{P}{\sqrt{2}} = \frac{29258}{\sqrt{2}} = 20688 \text{ (kN)} \\
 M_v' &= \frac{M_v}{\sqrt{2}} = \frac{21309}{\sqrt{2}} = 15068 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

8.4 レベル1地震時照査

中空矩形鉄筋コンクリート断面として計算する。

1)水平面内

断面力	曲げモーメント	M	kN.m	15694	
	軸力	N	kN	6206	
断面形状	部材幅	b	cm	600.0	
	部材高	h	cm	900.0	
	中空断面	幅	b'	cm	420.0
		高	h'	cm	750.0
鉄筋量	右側壁外側	d1	cm	7.0	
		As1	cm ²	D16- 17 33.762	
	右側壁内側	d2	cm	68.0	
		As2	cm ²	D16- 19 37.734	
	左側壁内側	d3	cm	832.0	
		As3	cm ²	D16- 19 37.734	
	左側壁外側	d4	cm	893.0	
		As4	cm ²	D16- 17 33.762	
	腹部鉄筋	As5	cm ²	D16- 31 61.566	
		As6	cm ²	D16- 31 61.566	
As7		cm ²	D16- 31 61.566		
As8		cm ²	D16- 31 61.566		
中立軸位置	x	cm	794.636		
応力度	c	N/mm ²	0.60		
	s	N/mm ²	-8.87		
許容応力度	ca	N/mm ²	10.50		
	sa	N/mm ²	-300.00		

dは圧縮縁からの距離を示す。

2)鉛直面内

断面力	曲げモーメント		M	kN.m	4520
	軸力		N	kN	6206
断面形状	部材幅		b	cm	900.0
	部材高		h	cm	600.0
	中空断面	幅	b'	cm	750.0
		高	h'	cm	420.0
鉄筋量	頂版外側		d1	cm	7.0
			As1	cm ²	D16- 31 61.566
	頂版内側		d2	cm	73.0
			As2	cm ²	D16- 33 65.538
	底版内側		d3	cm	507.0
		As3	cm ²	D16- 33 65.538	
底版外側		d4	cm	593.0	
		As4	cm ²	D16- 31 61.566	
腹部鉄筋		As5	cm ²	D16- 17 33.762	
		As6	cm ²	D16- 17 33.762	
		As7	cm ²	D16- 17 33.762	
		As8	cm ²	D16- 17 33.762	
中立軸位置			x	cm	1019.103
応力度			c	N/mm ²	0.39
			s	N/mm ²	-5.78
許容応力度			ca	N/mm ²	10.50
			sa	N/mm ²	-300.00

dは圧縮縁からの距離を示す。

8.5 レベル2地震時照査

中空矩形鉄筋コンクリート断面として計算する。

安全係数

材料係数	コンクリート	c	1.00
	鉄筋	s	1.00
部材係数 曲げ耐力		b	1.00
構造物係数		i	1.00

コンクリートの設計圧縮強度 $f'_{cd} = 21.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

鉄筋の設計降伏強度 $f'_{yd} = 345.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

1)水平面内

断面力	曲げモーメント		Md	kN.m	52314
	軸力		N' d	kN	20688
断面形状	部材幅		b	cm	600.0
	部材高		h	cm	900.0
	中空断面	幅	b'	cm	420.0
		高	h'	cm	750.0
鉄筋量	右側壁外側		d1	cm	7.0
			As1	cm ²	D16- 17 33.762
	右側壁内側		d2	cm	68.0
			As2	cm ²	D16- 19 37.734
	左側壁内側		d3	cm	832.0
As3			cm ²	D16- 19 37.734	
左側壁外側		d4	cm	893.0	
		As4	cm ²	D16- 17 33.762	
腹部鉄筋		As5	cm ²	D16- 31 61.566	
		As6	cm ²	D16- 31 61.566	
		As7	cm ²	D16- 31 61.566	
		As8	cm ²	D16- 31 61.566	
曲げモーメントおよび軸力に対する安全性の検討					
曲げ耐力		Mud	kN・m	567421	
(i・Md)/Mud		—		0.092	
判定		—		OK	

dは圧縮縁からの距離を示す。

2)鉛直面内

断面力	曲げモーメント		Md	kN.m	15068
	軸力		N' d	kN	20688
断面形状	部材幅		b	cm	900.0
	部材高		h	cm	600.0
	中空断面	幅	b'	cm	750.0
		高	h'	cm	420.0
鉄筋量	頂版外側		d1	cm	7.0 D16- 31
			As1	cm ²	61.566
	頂版内側		d2	cm	73.0 D16- 33
			As2	cm ²	65.538
	底版内側		d3	cm	507.0 D16- 33
		As3	cm ²	65.538	
底版外側		d4	cm	593.0 D16- 31	
		As4	cm ²	61.566	
腹部鉄筋		As5	cm ²	D16- 17 33.762	
		As6	cm ²	D16- 17 33.762	
		As7	cm ²	D16- 17 33.762	
		As8	cm ²	D16- 17 33.762	
曲げモーメントおよび軸力に対する安全性の検討					
曲げ耐力			Mud	kN・m	231057
(i・Md)/Mud			—		0.065
判 定			—		OK

dは圧縮縁からの距離を示す。