

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_1

下水道施設準拠 RC 函体直接基礎単 BOX
のサンプルデータ

目次

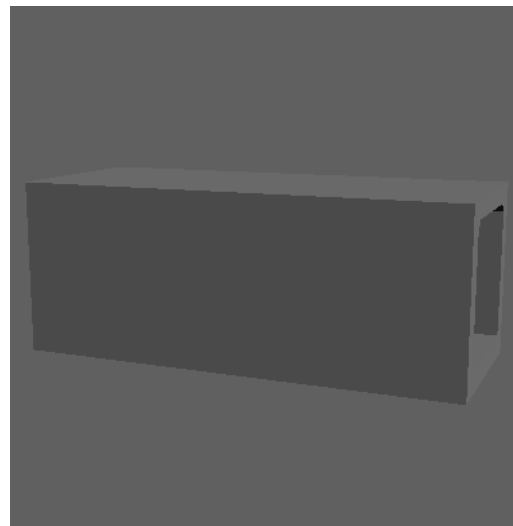
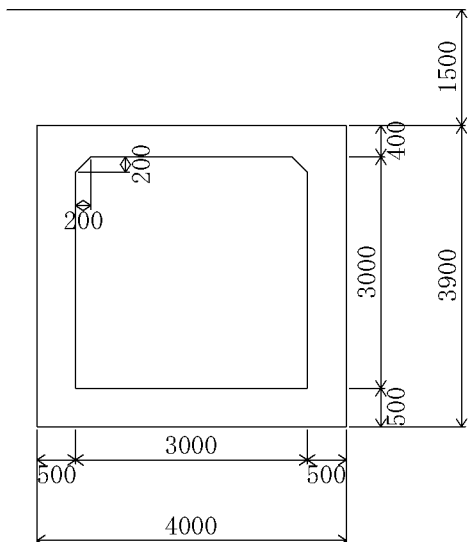
1章 設計条件	1
1.1 設計条件	1
1.2 断面形状図	1
1.3 地盤条件および補正係数	1
1.4 使用材料および安全係数	2
1.5 土圧係数	3
1.6 鉄筋かぶり	3
1.7 応答速度	4
2章 荷重	5
2.1 荷重の組合せ	5
2.2 死荷重	5
2.3 活荷重	10
2.4 地震時水平力(レベル1)	12
2.5 地震時水平力(レベル2)	15
3章 構造解析モデル	17
3.1 骨組図	17
3.2 格点	17
3.3 部材	17
3.4 地盤バネ	18
4章 設計断面力	20
4.1 常時	20
4.2 レベル1地震時	22
4.3 レベル2地震時	23
5章 断面力図	24
5.1 常時	24
5.2 レベル1地震時	30
5.3 レベル2地震時	32
6章 断面照査	34
6.1 常時	34
6.2 レベル1地震時	43
6.3 レベル2地震時	52
7章 縦断方向の検討	61
7.1 断面定数	61
7.2 地盤条件と地盤定数の設定	63
7.3 断面力の算定	63
7.4 レベル1地震時照査	67
7.5 レベル2地震時照査	69

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	0.500	砂質土	2.0	18.00	19.00	5600	5600	100.79
2	2.800	砂質土	5.0	17.00	18.00	14000	14000	136.80
3	1.900	粘性土	3.0	16.00	17.00	8400	8400	144.22
4	3.300	砂質土	10.0	17.00	18.00	28000	28000	172.35
5	12.200	粘性土	2.0	16.00	17.00	5600	5600	125.99
6	4.000	砂質土	12.0	17.00	18.00	33600	33600	183.15
	24.700							

耐震設計上の地盤種別

$$TG = 4 \cdot (Hi/Vsi) = 0.706$$

0.6 TG より、III種地盤、地盤別補正係数 CG=1.2

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	24.0		
ヤング係数		Ec	2.50 × 10 ⁴		
許容曲げ圧縮応力度	一般部	ca	8.00	12.00	
	隅角部	ハンチ有	ca	8.00	12.00
		ハンチ無	ca	6.00	9.00
許容せん断応力度		a1	0.390	0.585	
		a2	1.700	2.550	
許容付着応力度	一般部	oa	1.600	2.400	
	隅角部	oa	1.600	2.400	
設計圧縮強度		f'cd	24.0		

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	180.00	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	24.50
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	10.00	10.00
左側壁	10.00	10.00
右側壁	10.00	10.00
底版	11.00	11.00

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 : 浮力無し)
2	死荷重 (case-2 : 浮力有り)
3	鉛直方向活荷重 (case-1 : T-荷重 (単軸))
4	水平方向活荷重
5	地震時水平力(レベル1)
6	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 + 3
2	1 + 4
3	1 + 3 + 4
4	2 + 3
5	2 + 4
6	2 + 3 + 4

(2) レベル1地震動

No	基本荷重ケース
1	1 + 5
2	2 + 5

(3) レベル2地震動

No	基本荷重ケース
1	1 + 6
2	2 + 6

2.2 死荷重

躯体自重

頂版

$$w = 0.400 \times 24.50 = 9.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

左側壁

$$w = 0.500 \times 24.50 = 12.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

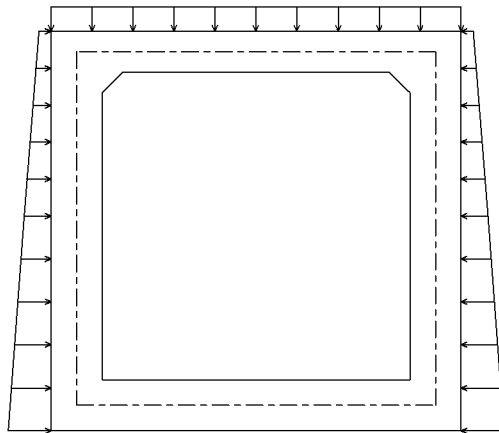
右側壁

$$w = 0.500 \times 24.50 = 12.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

底版

$$w = 0.500 \times 24.50 = 12.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

case-1 [浮力無し] 水位 = 0.000(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	0.500	18.00
2	1.000	17.00

$$w = 1.000 \times (0.000 + 26.000) = 26.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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 , 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)
	0.500	0.500	18.00	9.00		
頂版軸線	1.700	1.200	17.00	29.40	14.70	14.70

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)
地層変化	3.300	1.600	17.00	56.60	28.30	28.30
底板軸線	5.150	1.850	16.00	86.20	43.10	43.10

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)
地層変化	3.300	1.600	17.00	56.60	28.30	28.30
底板軸線	5.150	1.850	7.00	69.55	53.28	53.28

揚圧力

$$U = w \times hw = 10.00 \times 2.100 = 21.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

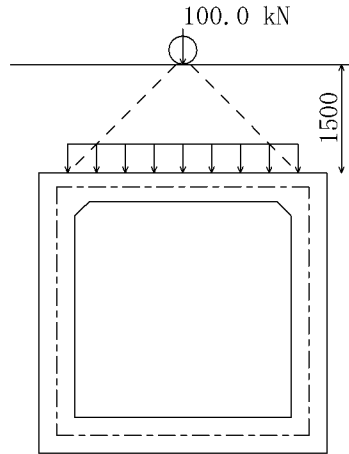
ここに、 w : 水の単位重量(kN/m³)

hw : 水位から底板下面までの深さ(m)

2.3 活荷重

(1) 頂版に作用する鉛直荷重

case-1 [鉛直: T-荷重 (単軸)]



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)

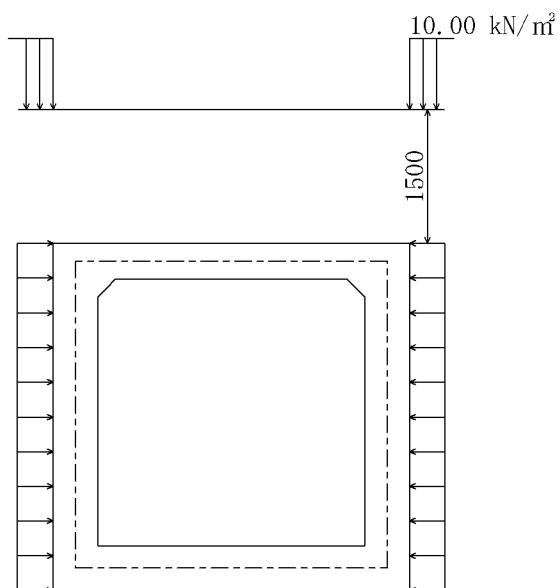
β : 活荷重の低減係数

$$P_v = \left(\frac{2 \times 100.0(1 + 0.300)}{2.75 \times (2 \times 1.500 + 0.20)} \right) \times 0.900 = 26.59 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

載荷荷重

荷重強度 (kN/m ²)	載荷始点 (m)	載荷幅 (m)
26.59	0.150	3.200

(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 $TG = 0.706$ (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 $Ts = 1.25 \times TG = 0.882$ (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 $Ts = 0.882$ (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 24.700 (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/m^2)

$kH(z)$: 深さ z 点における水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

$U(zB)$: 底板軸線における水平方向振幅 = 0.040621 (m)

$zB = 5.150$ (m)

No	z (m)	kH (kN/m^3)	$U(z)$ (m)	$U(z) - U(zB)$ (m)	$P(z)$ (kN/m^2)
1	1.700	4788	0.042650	0.00203	9.719
2	2.200	4788	0.042482	0.00186	8.911
3	2.700	4788	0.042270	0.00165	7.898
4	3.200	4788	0.042016	0.00140	6.680
5	3.300	4788	0.041960	0.00134	6.412
6	3.300	2873	0.041960	0.00134	3.847
7	3.800	2873	0.041654	0.00103	2.970
8	4.300	2873	0.041307	0.00069	1.972
9	4.800	2873	0.040918	0.00030	0.854
10	5.150	2873	0.040621	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 = 1.700 (m)
 zB : 底版軸線位置の深度 = 5.150 (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)

$$G_u = \left(\frac{17.00}{9.8}\right) \times (0.8 \times 136.8)^2 = 20777 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\tau_u = \left(\frac{20777}{\pi \times 24.700}\right) \times 0.24000 \times 0.882 \times \sin\left(\frac{\pi \times 1.700}{2 \times 24.700}\right) = 6.116 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$G_B = \left(\frac{17.00}{9.8}\right) \times (0.8 \times 172.3)^2 = 32978 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\tau_B = \left(\frac{32978}{\pi \times 24.700}\right) \times 0.24000 \times 0.882 \times \sin\left(\frac{\pi \times 5.150}{2 \times 24.700}\right) = 28.944 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\tau_s = \frac{6.116 + 28.944}{2} = 17.530 \quad (\text{kN/m}^2)$$

(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 = 1.700m)

$$\begin{aligned} K_{hu} &= 0.264 \times 0.974 = 0.257 \\ w &= 0.257 \times 0.400 \times 24.50 = 2.521 \quad (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

底版 (z = 5.150m)

$$KhB = 0.264 \times 0.923 = 0.244$$

$$w = 0.244 \times 0.500 \times 24.50 = 2.984 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

左側壁

$$\text{上側 } w = 0.257 \times 0.500 \times 24.50 = 3.152 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{下側 } w = 0.244 \times 0.500 \times 24.50 = 2.984 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

右側壁

$$\text{上側 } w = 0.257 \times 0.500 \times 24.50 = 3.152 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{下側 } w = 0.244 \times 0.500 \times 24.50 = 2.984 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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 $T_s = 0.882$ (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 24.700 (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)

$U(zB)$: 底版軸線における水平方向振幅 = 0.135402 (m)

$zB = 5.150$ (m)

No	z (m)	kH (kN/m ³)	U(z) (m)	U(z) - U(zB) (m)	P(z) (kN/m ²)
1	1.700	4788	0.142168	0.00677	32.398
2	2.200	4788	0.141606	0.00620	29.705
3	2.700	4788	0.140900	0.00550	26.326
4	3.200	4788	0.140052	0.00465	22.266
5	3.300	4788	0.139866	0.00446	21.373
6	3.300	2873	0.139866	0.00446	12.824
7	3.800	2873	0.138848	0.00345	9.900
8	4.300	2873	0.137690	0.00229	6.573
9	4.800	2873	0.136392	0.00099	2.845
10	5.150	2873	0.135402	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 = 1.700 (m)

zB : 底版軸線位置の深度 = 5.150 (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)

$$G_u = \left(\frac{17.00}{9.8} \right) \times (0.8 \times 136.8)^2 = 20777 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tau_u = \left(\frac{20777}{\pi \times 24.700} \right) \times 0.80000 \times 0.882 \times \sin \left(\frac{\pi \times 1.700}{2 \times 24.700} \right) = 20.388 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$G_B = \left(\frac{17.00}{9.8} \right) \times (0.8 \times 172.3)^2 = 32978 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tau_B = \left(\frac{32978}{\pi \times 24.700} \right) \times 0.80000 \times 0.882 \times \sin \left(\frac{\pi \times 5.150}{2 \times 24.700} \right) = 96.479 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tau_s = \frac{20.388 + 96.479}{2} = 58.433 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(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 = 1.700m)

$$K_{hu} = 0.600 \times 0.974 = 0.585$$

$$w = 0.585 \times 0.400 \times 24.50 = 5.730 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

底版 (z = 5.150m)

$$K_{hB} = 0.600 \times 0.923 = 0.554$$

$$w = 0.554 \times 0.500 \times 24.50 = 6.782 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

左側壁

$$\text{上側 } w = 0.585 \times 0.500 \times 24.50 = 7.163 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{下側 } w = 0.554 \times 0.500 \times 24.50 = 6.782 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

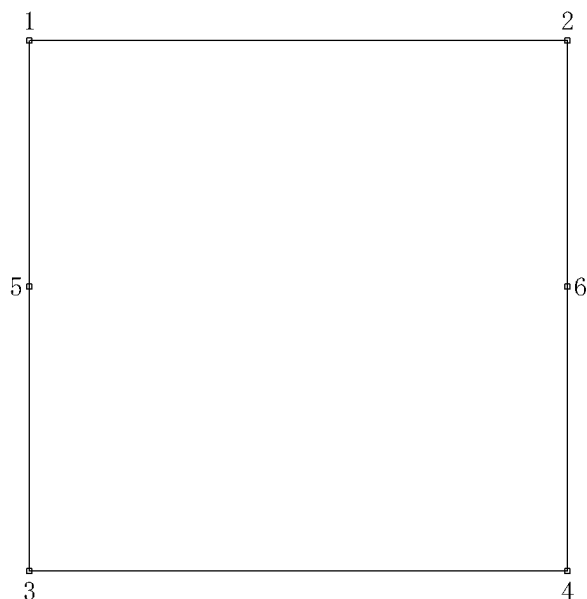
右側壁

$$\text{上側 } w = 0.585 \times 0.500 \times 24.50 = 7.163 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{下側 } w = 0.554 \times 0.500 \times 24.50 = 6.782 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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	3.450
2	3.500	3.450
3	0.000	0.000
4	3.500	0.000
5	0.000	1.850
6	3.500	1.850

3.3 部材

No	始点	終点	A(m ²)	l(m ⁴)	部材
1	1	2	0.4000	0.005333	頂版
2	3	4	0.5000	0.010417	底版
3	1	5	0.5000	0.010417	左側壁
4	5	3	0.5000	0.010417	左側壁
5	2	6	0.5000	0.010417	右側壁
6	6	4	0.5000	0.010417	右側壁

3.4 地盤バネ

(1)常時

底面(第4層)

$$A_v = B \cdot L$$

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

$$k_{v0} = \left(\frac{1}{0.3} \right) \times \alpha \cdot E_0$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$k_{sB} = \lambda \cdot k_v$$

ここに、 A_v : 鉛直方向載荷面積(m²)

B : BOX幅 = 4.000 (m)

L : BOXブロック長 = 10.000 (m)

B_v : 換算載荷幅(m)

・ E_0 : 地盤の変形係数 = 28000 (kN/m²)

k_v : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

k_s : せん断バネ係数(kN/m³)
= 0.3

以上により

$$k_v = 9486 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$k_{sB} = 2846 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

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。

(2)地震時

底面(第4層)

・ E_0 = 28000 (kN/m²)より

$$k_v = 9486 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$k_{sB} = 2846 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

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。

側面

$$A_H = H \cdot L$$

$$B_H = \sqrt{A_H}$$

$$k_{H0} = \left(\frac{1}{0.3} \right) \times \alpha \cdot E_0$$

$$k_H = k_{H0} \cdot \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$k_{sS} = \lambda \cdot k_H$$

ここに、 A_H : 水平方向載荷面積(m²)

H : BOX高 = 3.900 (m)

L : BOXブロック長 = 10.000 (m)

B_H : 換算載荷幅(m)

・ E_0 : 地盤の変形係数(kN/m²)

k_H : 水平方向地盤反力係数(kN/m³)

k_{sS} : せん断バネ係数(kN/m³)
= 0.3

第 2 層

・ $E_o = 14000$ (kN/m²) より

$kH = 4788$ (kN/m³)

$k_{ss} = 1437$ (kN/m³)

第 3 層

・ $E_o = 8400$ (kN/m²) より

$kH = 2873$ (kN/m³)

$k_{ss} = 862$ (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 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)	-50.6	-8.0	3.4	44.7	3.4	-8.0	-50.6
	N(kN)	39.5	39.5	39.5	39.5	39.5	39.5	39.5
	S(kN)	105.2	—	71.7	—	-71.7	—	-105.2
2	M(kN.m)	-33.4	-8.9	-2.3	21.4	-2.3	-8.9	-33.4
	N(kN)	45.6	45.6	45.6	45.6	45.6	45.6	45.6
	S(kN)	62.7	—	41.2	—	-41.2	—	-62.7
3	M(kN.m)	-52.1	-9.6	1.9	43.1	1.9	-9.6	-52.1
	N(kN)	47.8	47.8	47.8	47.8	47.8	47.8	47.8
	S(kN)	105.2	—	71.7	—	-71.7	—	-105.2
4	M(kN.m)	-51.1	-8.6	2.9	44.2	2.9	-8.6	-51.1
	N(kN)	40.9	40.9	40.9	40.9	40.9	40.9	40.9
	S(kN)	105.2	—	71.7	—	-71.7	—	-105.2
5	M(kN.m)	-33.9	-9.4	-2.8	20.9	-2.8	-9.4	-33.9
	N(kN)	47.1	47.1	47.1	47.1	47.1	47.1	47.1
	S(kN)	62.7	—	41.2	—	-41.2	—	-62.7
6	M(kN.m)	-52.6	-10.1	1.4	42.6	1.4	-10.1	-52.6
	N(kN)	49.2	49.2	49.2	49.2	49.2	49.2	49.2
	S(kN)	105.2	—	71.7	—	-71.7	—	-105.2

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)	-50.6	-36.0	-24.4	-11.5	-23.7	-59.4
	N(kN)	105.2	110.1	115.0	127.1	137.7	147.5
	S(kN)	-39.5	—	-25.0	—	29.0	60.9
2	M(kN.m)	-33.4	-16.8	-3.9	8.7	-7.9	-50.8
	N(kN)	62.7	67.6	72.5	83.8	95.1	104.9
	S(kN)	-45.6	—	-27.2	—	36.1	72.1
3	M(kN.m)	-52.1	-34.6	-20.9	-6.2	-20.8	-62.0
	N(kN)	105.2	110.1	115.0	127.1	137.7	147.5
	S(kN)	-47.8	—	-29.3	—	34.0	69.9
4	M(kN.m)	-51.1	-36.0	-23.7	-9.5	-21.5	-60.7
	N(kN)	105.2	110.1	115.0	127.1	137.7	147.5
	S(kN)	-40.9	—	-26.5	—	30.6	68.9
5	M(kN.m)	-33.9	-16.8	-3.3	10.7	-5.7	-52.2
	N(kN)	62.7	67.6	72.5	83.8	95.1	104.9
	S(kN)	-47.1	—	-28.6	—	37.7	80.0
6	M(kN.m)	-52.6	-34.6	-20.2	-4.1	-18.6	-63.4
	N(kN)	105.2	110.1	115.0	127.1	137.7	147.5
	S(kN)	-49.2	—	-30.8	—	35.6	77.9

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)	-50.6	-36.0	-24.4	-11.5	-23.7	-59.4
	N(kN)	105.2	110.1	115.0	127.1	137.7	147.5
	S(kN)	39.5	—	25.0	—	-29.0	-60.9
2	M(kN.m)	-33.4	-16.8	-3.9	8.7	-7.9	-50.8
	N(kN)	62.7	67.6	72.5	83.8	95.1	104.9
	S(kN)	45.6	—	27.2	—	-36.1	-72.1
3	M(kN.m)	-52.1	-34.6	-20.9	-6.2	-20.8	-62.0
	N(kN)	105.2	110.1	115.0	127.1	137.7	147.5
	S(kN)	47.8	—	29.3	—	-34.0	-69.9

CASE		上端部	ハンチ端	2d点	支間部	2d点	下端部
4	M(kN.m)	-51.1	-36.0	-23.7	-9.5	-21.5	-60.7
	N(kN)	105.2	110.1	115.0	127.1	137.7	147.5
	S(kN)	40.9	—	26.5	—	-30.6	-68.9
5	M(kN.m)	-33.9	-16.8	-3.3	10.7	-5.7	-52.2
	N(kN)	62.7	67.6	72.5	83.8	95.1	104.9
	S(kN)	47.1	—	28.6	—	-37.7	-80.0
6	M(kN.m)	-52.6	-34.6	-20.2	-4.1	-18.6	-63.4
	N(kN)	105.2	110.1	115.0	127.1	137.7	147.5
	S(kN)	49.2	—	30.8	—	-35.6	-77.9

底版

CASE		左端部	2d点	支間部	2d点	右端部
1	M(kN.m)	-59.4	29.7	68.9	29.7	-59.4
	N(kN)	60.9	60.9	60.9	60.9	60.9
	S(kN)	-147.5	-81.1	—	81.1	147.5
2	M(kN.m)	-50.8	12.6	40.6	12.6	-50.8
	N(kN)	72.1	72.0	72.0	72.0	72.1
	S(kN)	-104.9	-57.8	—	57.8	104.9
3	M(kN.m)	-62.0	27.0	66.3	27.0	-62.0
	N(kN)	69.9	69.9	69.9	69.9	69.9
	S(kN)	-147.5	-81.1	—	81.1	147.5
4	M(kN.m)	-60.7	28.3	67.6	28.3	-60.7
	N(kN)	68.9	68.9	68.9	68.9	68.9
	S(kN)	-147.5	-81.1	—	81.1	147.5
5	M(kN.m)	-52.2	11.2	39.2	11.2	-52.2
	N(kN)	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0
	S(kN)	-104.9	-57.8	—	57.8	104.9
6	M(kN.m)	-63.4	25.7	64.9	25.7	-63.4
	N(kN)	77.9	77.8	77.8	77.8	77.9
	S(kN)	-147.5	-81.1	—	81.1	147.5

4.2 レベル1地震時

部 材	照査位置	CASE-1			CASE-2		
		M(kN.m)	N(kN)	S(kN)	M(kN.m)	N(kN)	S(kN)
頂 版	左端部	10.3	22.2	38.6	9.8	23.7	38.6
	ハンチ端	24.0	26.1	—	23.5	27.6	—
	2d点	27.0	27.4	17.1	26.5	28.8	17.1
	支間部	31.0	31.3	—	30.5	32.7	—
	2d点	-28.5	47.3	-65.3	-29.0	48.7	-65.3
	ハンチ端	-38.7	48.6	—	-39.2	50.0	—
	右端部	-74.1	52.5	-86.7	-74.6	53.9	-86.7
左側壁	上端部	10.3	38.6	-22.2	9.8	38.6	-23.7
	ハンチ端	17.1	50.5	—	17.1	50.5	—
	2d点	19.3	62.4	0.5	19.9	62.4	-0.9
	支間部	19.3	62.4	—	19.9	62.4	—
	2d点	-42.5	117.6	69.3	-40.3	117.6	70.9
	下端部	-112.2	141.5	105.6	-113.6	141.5	113.5
右側壁	上端部	-74.1	86.7	52.5	-74.6	86.7	53.9
	ハンチ端	-53.5	84.6	—	-53.4	84.6	—
	2d点	-34.2	82.5	46.3	-33.6	82.5	47.7
	支間部	21.7	71.3	—	23.4	72.3	—
	2d点	20.9	72.6	7.0	23.1	72.6	5.4
	下端部	15.8	68.3	-20.6	14.5	68.3	-28.6
底 版	左端部	-112.2	105.6	-141.5	-113.6	113.5	-141.5
	2d点	-20.2	86.6	-94.4	-21.6	94.6	-94.4
	支間部	54.2	46.1	—	52.8	54.1	—
	2d点	50.7	39.5	21.1	49.3	47.5	21.2
	右端部	15.8	20.6	68.3	14.5	28.6	68.3

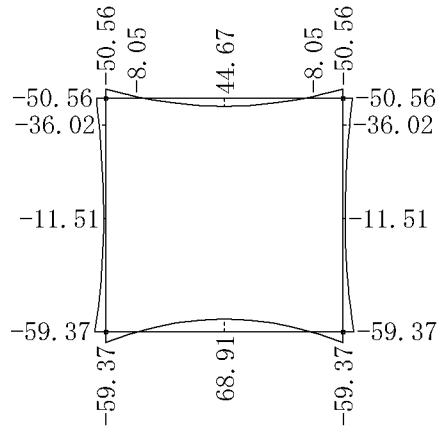
4.3 レベル2地震時

部 材	照査位置	CASE-1			CASE-2		
		M(kN.m)	N(kN)	S(kN)	M(kN.m)	N(kN)	S(kN)
頂 版	左端部	106.5	-8.4	-16.4	106.0	-6.9	-16.4
	右端部	-170.3	83.1	-141.7	-170.8	84.5	-141.7
左側壁	上端部	106.5	-16.4	8.4	106.0	-16.4	6.9
	下端部	-261.0	227.4	205.0	-262.3	227.4	212.9
右側壁	上端部	-170.3	141.7	83.1	-170.8	141.7	84.5
	下端部	164.6	-17.6	78.8	163.3	-17.6	70.8
底 版	左端部	-261.0	205.0	-227.4	-262.3	212.9	-227.4
	右端部	164.6	-78.8	-17.6	163.3	-70.8	-17.6

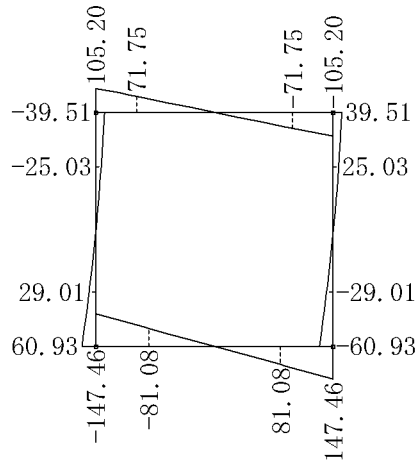
5章 断面力図

5.1 常時

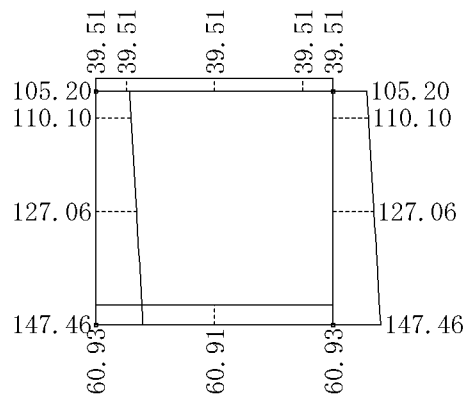
曲げモーメント図 (検討ケース 1)



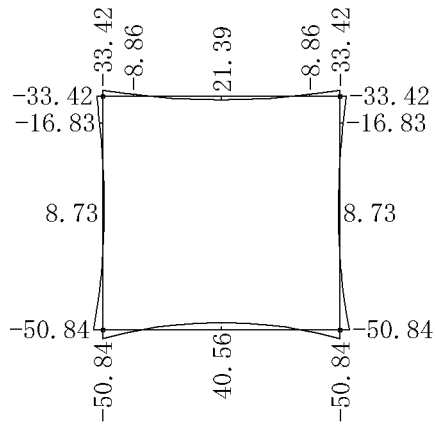
せん断力図



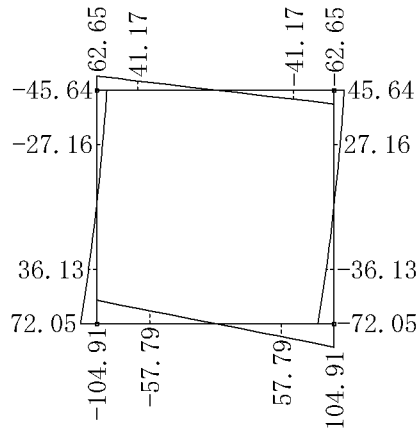
軸力図



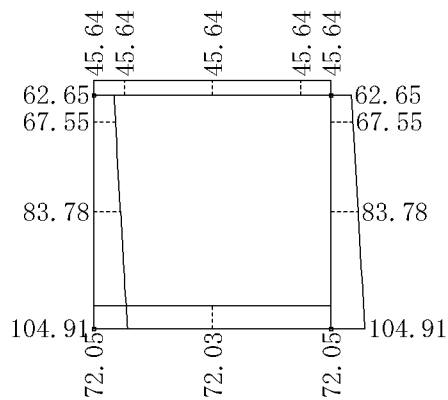
曲げモーメント図 (検討ケース 2)



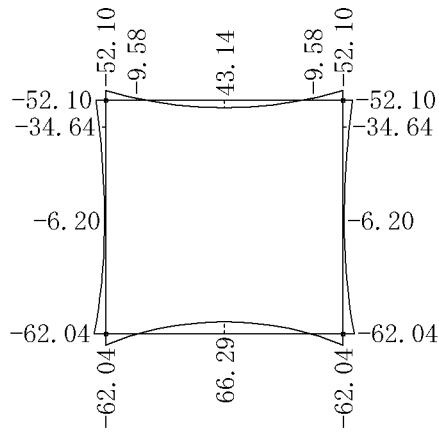
せん断力図



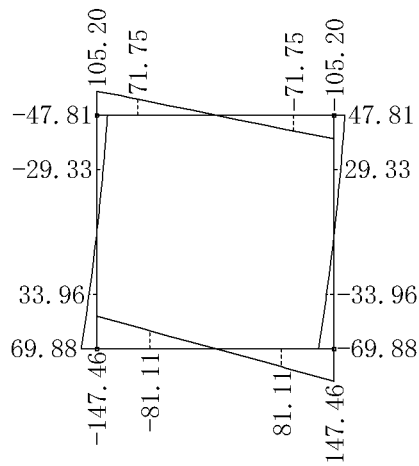
軸力図



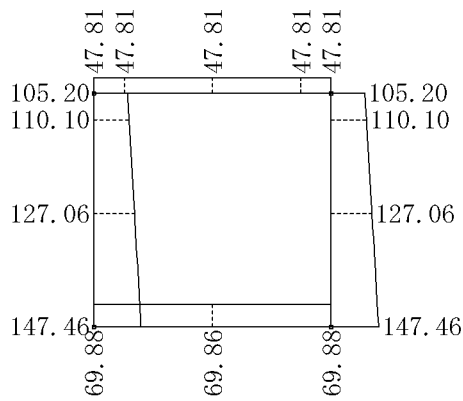
曲げモーメント図 (検討ケース 3)



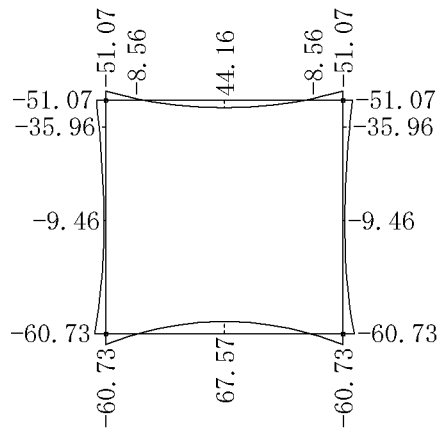
せん断力図



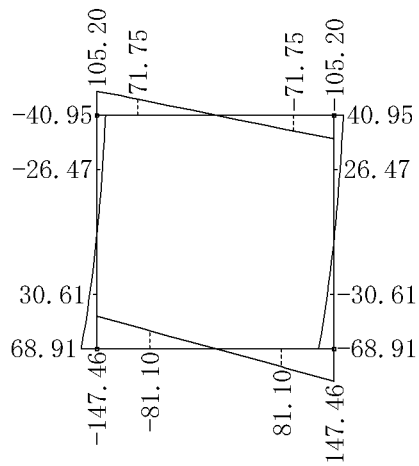
軸力図



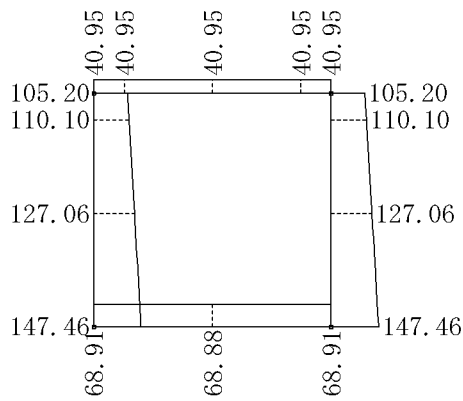
曲げモーメント図 (検討ケース 4)



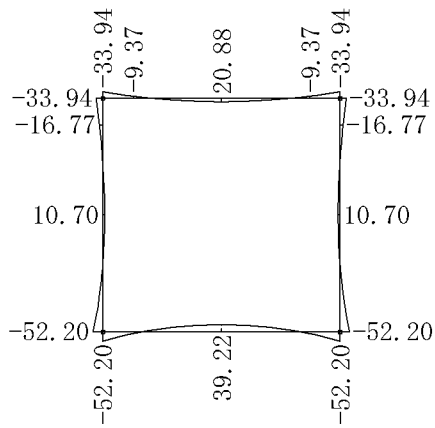
せん断力図



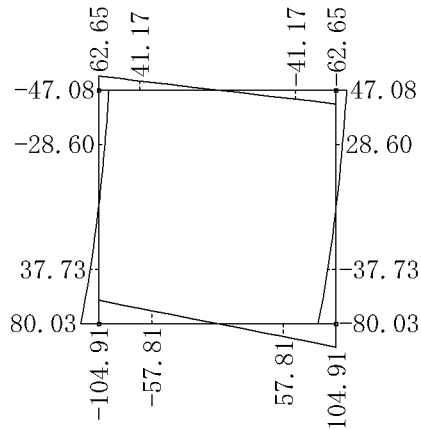
軸力図



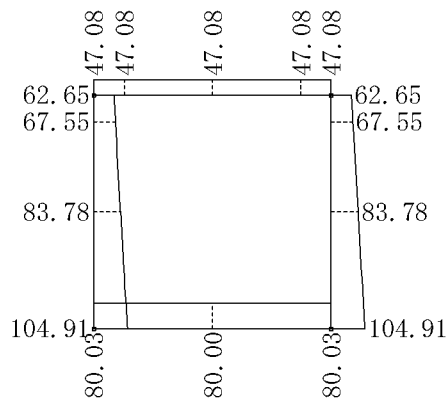
曲げモーメント図 (検討ケース 5)



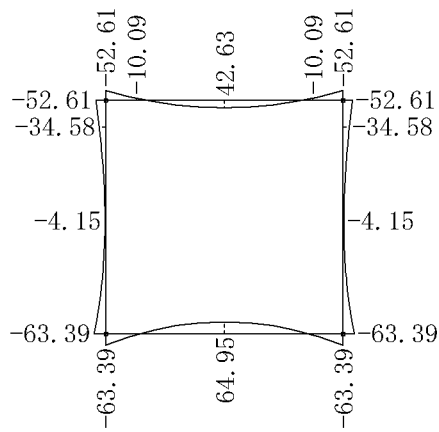
せん断力図



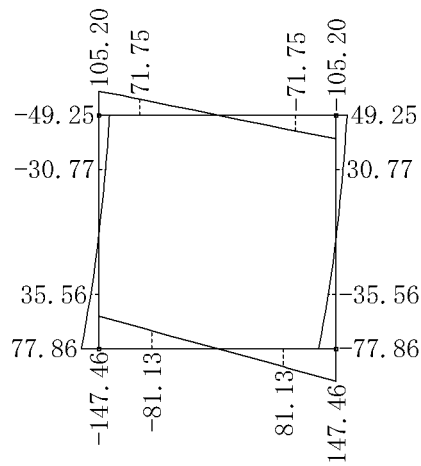
軸力図



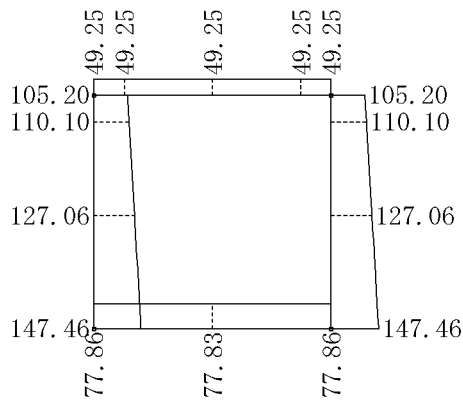
曲げモーメント図 (検討ケース 6)



せん断力図

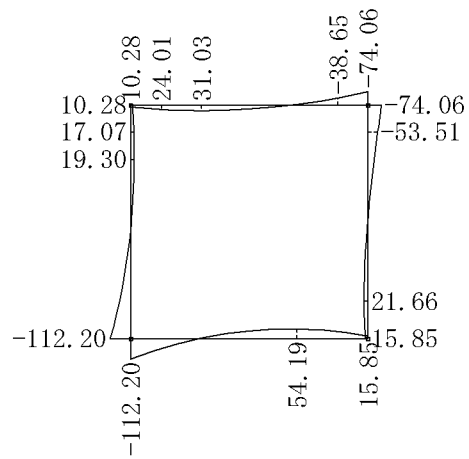


軸力図

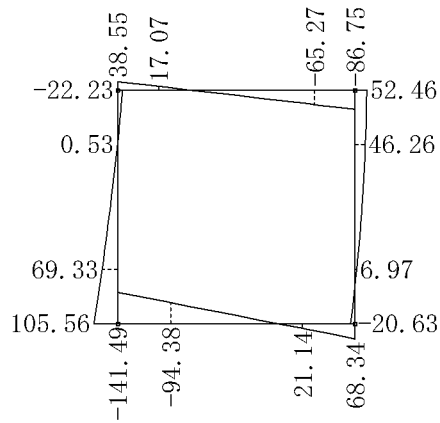


5.2 レベル1地震時

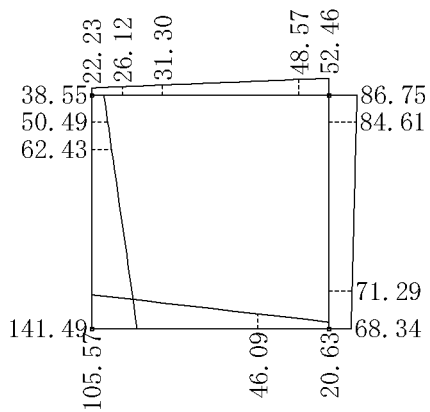
曲げモーメント図 (検討ケース 1)



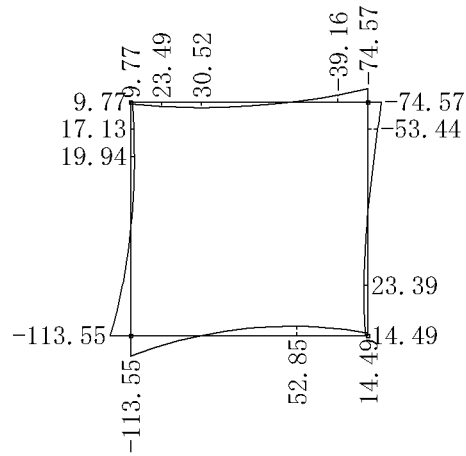
せん断力図



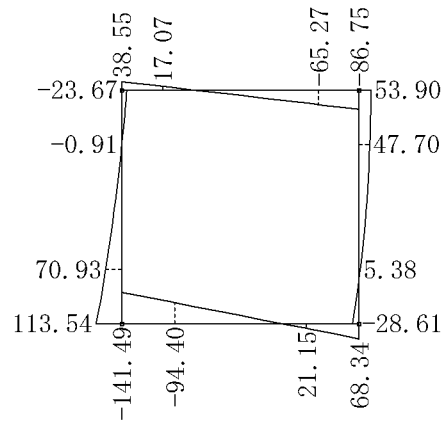
軸力図



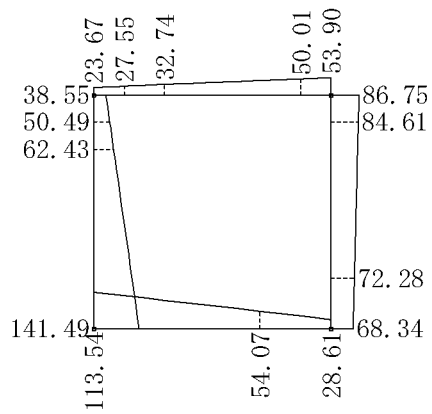
曲げモーメント図 (検討ケース 2)



せん断力図

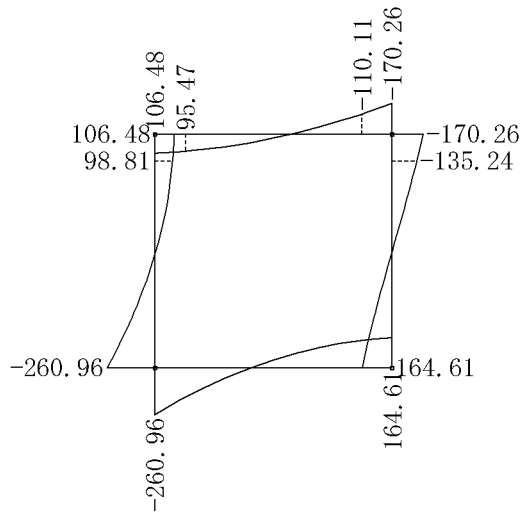


軸力図

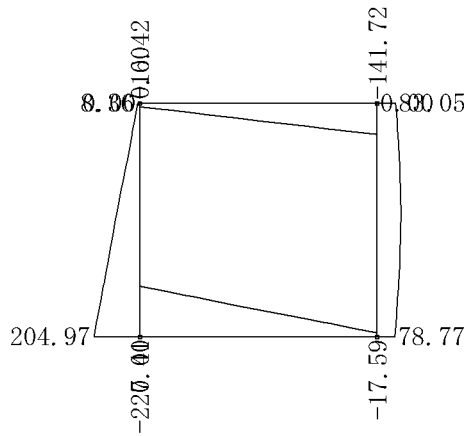


5.3 レベル2地震時

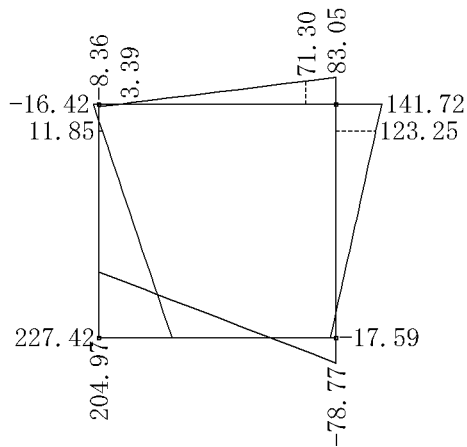
曲げモーメント図 (検討ケース 1)



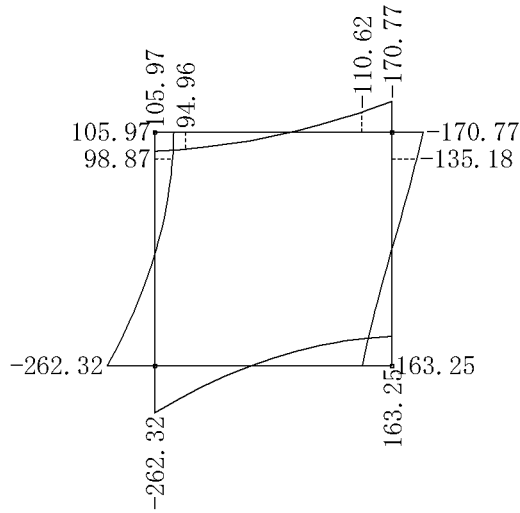
せん断力図



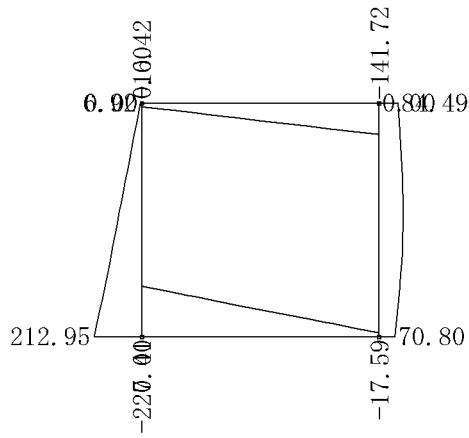
軸力図



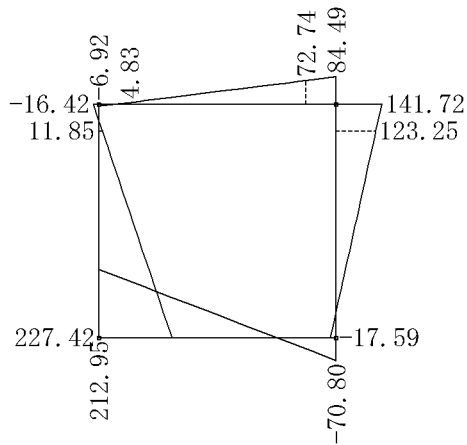
曲げモーメント図 (検討ケース 2)



せん断力図



軸力図



6章 断面照査

6.1 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	-52.6	-10.1	0.0	-10.1	-52.6
軸 力	N	kN	49.2	49.2	0.0	49.2	49.2
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0
有 効 高	d	cm	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	8.97	0.19	0.00	0.19	8.97
	内側	cm ²	6.64	0.14	0.00	0.14	6.64
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
中 立 軸	X	cm	10.661	16.599	0.000	16.599	10.661
応 力 度	c	N/mm ²	4.02	0.69	0.00	0.69	4.02
	s	N/mm ²	109.38	8.39	0.00	8.39	109.38
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
	sa	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
CASE	—	—	6	6	—	6	6

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	44.7	0.0	0.0
軸 力	N	kN	0.0	0.0	39.5	0.0	0.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0
有 効 高	d	cm	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.00	10.14	0.00	0.00
	内側	cm ²	0.00	0.00	7.51	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
中 立 軸	X	cm	0.000	0.000	9.583	0.000	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	0.00	3.85	0.00	0.00
	s	N/mm ²	0.00	0.00	122.94	0.00	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
	sa	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
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	-52.6	-36.0	-11.5	-63.4
軸 力	N	kN	105.2	110.1	127.1	147.5
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	50.0	50.0	50.0	50.0
有 効 高	d	cm	40.0	40.0	40.0	40.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0	10.0	10.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	4.48	1.74	0.00	4.86
	内側	cm ²	3.32	1.28	0.00	2.75
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D19 @250 D— @— 11.460	D25 @250 D— @— 20.268
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
中 立 軸	X	cm	15.139	17.936	47.980	17.439
応 力 度	c	N/mm ²	2.42	1.60	0.50	2.67
	s	N/mm ²	59.72	29.56	-5.89	51.84
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	6.00
	sa	N/mm ²	180.00	180.00	-200.00	180.00
CASE	—	—	6	1	1	6

左側壁(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	10.7	0.0
軸 力	N	kN	0.0	0.0	83.8	0.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	50.0	50.0	50.0	50.0
有 効 高	d	cm	40.0	40.0	40.0	40.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0	10.0	10.0
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	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D19 @250 D— @— 11.460	D25 @250 D— @— 20.268
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
中 立 軸	X	cm	0.000	0.000	37.630	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	0.00	0.42	0.00
	s	N/mm ²	0.00	0.00	-4.62	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	6.00
	sa	N/mm ²	180.00	180.00	-200.00	180.00
CASE	—	—	—	—	5	—

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	-52.6	-36.0	-11.5	-63.4
軸 力	N	kN	105.2	110.1	127.1	147.5
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	50.0	50.0	50.0	50.0
有 効 高	d	cm	40.0	40.0	40.0	40.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0	10.0	10.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	4.48	1.74	0.00	4.86
	内側	cm ²	3.32	1.28	0.00	2.75
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D19 @250 D— @— 11.460	D25 @250 D— @— 20.268
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
中 立 軸	X	cm	15.139	17.936	47.980	17.439
応 力 度	c	N/mm ²	2.42	1.60	0.50	2.67
	s	N/mm ²	59.72	29.56	-5.89	51.84
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	6.00
	sa	N/mm ²	180.00	180.00	-200.00	180.00
CASE	—	—	6	1	1	6

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	10.7	0.0
軸 力	N	kN	0.0	0.0	83.8	0.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	50.0	50.0	50.0	50.0
有 効 高	d	cm	40.0	40.0	40.0	40.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0	10.0	10.0
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	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D19 @250 D— @— 11.460	D25 @250 D— @— 20.268
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
中 立 軸	X	cm	0.000	0.000	37.630	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	0.00	0.42	0.00
	s	N/mm ²	0.00	0.00	-4.62	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	6.00
	sa	N/mm ²	180.00	180.00	-200.00	180.00
CASE	—	—	—	—	5	—

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	-63.4	0.0	-63.4
軸力	N	kN	77.9	0.0	77.9
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	50.0	50.0	50.0
有効高	d	cm	39.0	39.0	39.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	11.0	11.0	11.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	11.0	11.0	11.0
必要鉄筋量	外側	cm ²	7.23	0.00	7.23
	内側	cm ²	4.09	0.00	4.09
使用鉄筋	外側	cm ²	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
中立軸	X	cm	14.697	0.000	14.697
応力度	c	N/mm ²	2.83	0.00	2.83
	s	N/mm ²	70.15	0.00	70.15
許容応力度	ca	N/mm ²	6.00	8.00	6.00
	sa	N/mm ²	180.00	180.00	180.00
CASE	—	—	6	—	6

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	68.9	0.0
軸力	N	kN	0.0	60.9	0.0
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	50.0	50.0	50.0
有効高	d	cm	39.0	39.0	39.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	11.0	11.0	11.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	11.0	11.0	11.0
必要鉄筋量	外側	cm ²	0.00	15.28	0.00
	内側	cm ²	0.00	8.64	0.00
使用鉄筋	外側	cm ²	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
中立軸	X	cm	0.000	11.361	0.000
応力度	c	N/mm ²	0.00	3.82	0.00
	s	N/mm ²	0.00	139.40	0.00
許容応力度	ca	N/mm ²	6.00	8.00	6.00
	sa	N/mm ²	180.00	180.00	180.00
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	105.2	30.0	0.351	0.780	1	0.000
	2d点	71.7	30.0	0.239	0.390	1	0.600
	2d点	-71.7	30.0	0.239	0.390	1	0.600
	右端部	-105.2	30.0	0.351	0.780	1	0.000
左側壁	上端部	-49.2	40.0	0.123	0.780	6	0.000
	2d点	-30.8	40.0	0.077	0.390	6	0.800
	2d点	37.7	40.0	0.094	0.390	5	0.800
	下端部	80.0	40.0	0.200	0.780	5	0.000
右側壁	上端部	49.2	40.0	0.123	0.780	6	0.000
	2d点	30.8	40.0	0.077	0.390	6	0.800
	2d点	-37.7	40.0	0.094	0.390	5	0.800
	下端部	-80.0	40.0	0.200	0.780	5	0.000
底 版	左端部	-147.5	39.0	0.378	0.780	1	0.000
	2d点	-81.1	39.0	0.208	0.390	6	0.780
	2d点	81.1	39.0	0.208	0.390	6	0.780
	右端部	147.5	39.0	0.378	0.780	1	0.000

L : 隅角部格点から照査点までの距離

6.2 レベル1地震時

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	0.0	0.0	0.0	-39.2	-74.6
軸 力	N	kN	0.0	0.0	0.0	50.0	53.9
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0
有 効 高	d	cm	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.00	0.00	3.49	7.84
	内側	cm ²	0.00	0.00	0.00	2.59	5.80
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
中 立 軸	X	cm	0.000	0.000	0.000	11.029	10.441
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	0.00	0.00	2.98	5.72
	s	N/mm ²	0.00	0.00	0.00	76.80	160.59
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	sa	N/mm ²	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
CASE	—	—	—	—	—	2	2

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	10.3	24.0	31.0	0.0	0.0
軸 力	N	kN	22.2	26.1	31.3	0.0	0.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0
有 効 高	d	cm	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.87	2.84	3.81	0.00	0.00
	内側	cm ²	0.64	2.10	2.82	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
中 立 軸	X	cm	10.891	9.771	9.697	0.000	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	0.85	2.05	2.66	0.00	0.00
	s	N/mm ²	22.33	63.81	83.60	0.00	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	sa	N/mm ²	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
CASE	—	—	1	1	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	0.0	0.0	0.0	-113.6
軸 力	N	kN	0.0	0.0	0.0	141.5
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	50.0	50.0	50.0	50.0
有 効 高	d	cm	40.0	40.0	40.0	40.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0	10.0	10.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.00	0.00	7.59
	内側	cm ²	0.00	0.00	0.00	4.29
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D19 @250 D— @— 11.460	D25 @250 D— @— 20.268
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
中 立 軸	X	cm	0.000	0.000	0.000	14.926
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	0.00	0.00	4.84
	s	N/mm ²	0.00	0.00	0.00	121.99
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	12.00	12.00	12.00	9.00
	sa	N/mm ²	300.00	300.00	300.00	300.00
CASE	—	—	—	—	—	2

左側壁(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	10.3	17.1	19.9	0.0
軸 力	N	kN	38.6	50.5	62.4	0.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	50.0	50.0	50.0	50.0
有 効 高	d	cm	40.0	40.0	40.0	40.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0	10.0	10.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.13	0.60	0.46	0.00
	内側	cm ²	0.09	0.44	0.46	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D19 @250 D— @— 11.460	D25 @250 D— @— 20.268
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
中 立 軸	X	cm	18.394	15.821	16.537	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	0.47	0.82	0.96	0.00
	s	N/mm ²	8.25	18.86	20.42	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	12.00	12.00	12.00	9.00
	sa	N/mm ²	300.00	300.00	300.00	300.00
CASE	—	—	1	2	2	—

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	-74.6	-53.5	0.0	0.0
軸 力	N	kN	86.7	84.6	0.0	0.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	50.0	50.0	50.0	50.0
有 効 高	d	cm	40.0	40.0	40.0	40.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0	10.0	10.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	4.95	3.04	0.00	0.00
	内側	cm ²	3.66	2.25	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D19 @250 D— @— 11.460	D25 @250 D— @— 20.268
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
中 立 軸	X	cm	13.360	14.208	0.000	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	3.50	2.49	0.00	0.00
	s	N/mm ²	104.62	67.82	0.00	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	12.00	12.00	12.00	9.00
	sa	N/mm ²	300.00	300.00	300.00	300.00
CASE	—	—	2	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	23.4	15.8
軸 力	N	kN	0.0	0.0	72.3	68.3
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	50.0	50.0	50.0	50.0
有 効 高	d	cm	40.0	40.0	40.0	40.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0	10.0	10.0
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.00	0.57	0.00
	内側	cm ²	0.00	0.00	0.57	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484	D19 @250 D— @— 11.460	D25 @250 D— @— 20.268
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
中 立 軸	X	cm	0.000	0.000	16.414	20.362
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	0.00	1.13	0.68
	s	N/mm ²	0.00	0.00	24.31	9.82
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	12.00	12.00	12.00	9.00
	sa	N/mm ²	300.00	300.00	300.00	300.00
CASE	—	—	—	—	2	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	-113.6	0.0	0.0
軸力	N	kN	113.5	0.0	0.0
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	50.0	50.0	50.0
有効高	d	cm	39.0	39.0	39.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	11.0	11.0	11.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	11.0	11.0	11.0
必要鉄筋量	外側	cm ²	8.32	0.00	0.00
	内側	cm ²	4.70	0.00	0.00
使用鉄筋	外側	cm ²	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
中立軸	X	cm	14.250	0.000	0.000
応力度	c	N/mm ²	5.08	0.00	0.00
	s	N/mm ²	132.25	0.00	0.00
許容応力度	ca	N/mm ²	9.00	12.00	9.00
	sa	N/mm ²	300.00	300.00	300.00
CASE	—	—	2	—	—

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	54.2	15.8
軸力	N	kN	0.0	46.1	20.6
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	50.0	50.0	50.0
有効高	d	cm	39.0	39.0	39.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	11.0	11.0	11.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	11.0	11.0	11.0
必要鉄筋量	外側	cm ²	0.00	6.78	1.59
	内側	cm ²	0.00	3.84	0.90
使用鉄筋	外側	cm ²	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
中立軸	X	cm	0.000	11.312	12.006
応力度	c	N/mm ²	0.00	3.01	0.86
	s	N/mm ²	0.00	110.44	29.09
許容応力度	ca	N/mm ²	9.00	12.00	9.00
	sa	N/mm ²	300.00	300.00	300.00
CASE	—	—	—	1	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	38.6	30.0	0.129	1.170	1	0.000
	2d点	17.1	30.0	0.057	0.585	1	0.600
	2d点	-65.3	30.0	0.218	0.585	1	0.600
	右端部	-86.7	30.0	0.289	1.170	1	0.000
左側壁	上端部	-23.7	40.0	0.059	1.170	2	0.000
	2d点	-0.9	40.0	0.002	0.585	2	0.800
	2d点	70.9	40.0	0.177	0.585	2	0.800
	下端部	113.5	40.0	0.284	1.170	2	0.000
右側壁	上端部	53.9	40.0	0.135	1.170	2	0.000
	2d点	47.7	40.0	0.119	0.585	2	0.800
	2d点	7.0	40.0	0.017	0.585	1	0.800
	下端部	-28.6	40.0	0.072	1.170	2	0.000
底 版	左端部	-141.5	39.0	0.363	1.170	1	0.000
	2d点	-94.4	39.0	0.242	0.585	2	0.780
	2d点	21.2	39.0	0.054	0.585	2	0.780
	右端部	68.3	39.0	0.175	1.170	1	0.000

L : 隅角部格点から照査点までの距離

6.3 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 $f'_{cd} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

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	右端部	
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	40.0	40.0
有 効 高	d	cm	30.0	30.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	0.000	0.000
	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	106.5	-170.3
軸 力	N' d	kN	-8.4	83.1
曲げ耐力	Mud	kN・m	148.5	-192.2
(i・Md)/Mud	—	—	0.717	0.886
判 定	—	—	OK	OK
せん断力に対する安全性の検討				
せん断力	Vd	kN	-16.4	-141.7
曲げモーメント	Md	kN.m	106.5	-170.3
軸 力	N' d	kN	-8.4	83.1
コンクリート 負担分	Vcd	kN	168.1	193.5
鉄筋負担分	Vsd	kN	0.0	0.0
せん断耐力	Vyd	kN	168.1	193.5
(i・Vd)/Vyd	—	—	0.098	0.732
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	50.0	50.0
有 効 高	d	cm	40.0	40.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D22 @250 D— @— 15.484	D25 @250 D— @— 20.268
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	0.000	0.000
	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	106.5	-261.0
軸 力	N ' d	kN	-16.4	227.4
曲げ耐力	Mud	kN・m	184.0	-339.9
(i・Md)/Mud		—	0.579	0.768
判 定		—	OK	OK
せん断力に対する安全性の検討				
せん断力	Vd	kN	8.4	205.0
曲げモーメント	Md	kN.m	106.5	-261.0
軸 力	N ' d	kN	-16.4	227.4
コンクリート 負担分	Vcd	kN	186.2	248.1
鉄筋負担分	Vsd	kN	0.0	0.0
せん断耐力	Vyd	kN	186.2	248.1
(i・Vd)/Vyd		—	0.045	0.826
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	50.0	50.0
有 効 高	d	cm	40.0	40.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D22 @250 D— @— 15.484	D25 @250 D— @— 20.268
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	0.000	0.000
	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	-170.3	164.6
軸 力	N ' d	kN	141.7	-17.6
曲げ耐力	Mud	kN・m	-275.6	193.8
(i・Md)/Mud		—	0.618	0.849
判 定		—	OK	OK
せん断力に対する安全性の検討				
せん断力	Vd	kN	83.1	78.8
曲げモーメント	Md	kN.m	-170.3	164.6
軸 力	N ' d	kN	141.7	-17.6
コンクリート 負担分	Vcd	kN	226.0	187.7
鉄筋負担分	Vsd	kN	0.0	0.0
せん断耐力	Vyd	kN	226.0	187.7
(i・Vd)/Vyd		—	0.367	0.420
判 定		—	OK	OK

底 版

項 目	単 位	左端部	右端部	
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	50.0	50.0
有 効 高	d	cm	39.0	39.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	11.0	11.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	11.0	11.0
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	0.000	0.000
	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	-261.0	164.6
軸 力	N ' d	kN	205.0	-78.8
曲げ耐力	Mud	kN・m	-332.3	183.6
(i・Md)/Mud		—	0.785	0.897
判 定		—	OK	OK
せん断力に対する安全性の検討				
せん断力	Vd	kN	-227.4	-17.6
曲げモーメント	Md	kN.m	-261.0	164.6
軸 力	N ' d	kN	205.0	-78.8
コンクリート 負担分	Vcd	kN	243.7	174.1
鉄筋負担分	Vsd	kN	0.0	0.0
せん断耐力	Vyd	kN	243.7	174.1
(i・Vd)/Vyd		—	0.933	0.101
判 定		—	OK	OK

CASE 2

頂 版

項 目	単 位	左端部	右端部	
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	40.0	40.0
有 効 高	d	cm	30.0	30.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D22 @250 D— @— 15.484	D22 @250 D— @— 15.484
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	0.000	0.000
	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	106.0	-170.8
軸 力	N' d	kN	-6.9	84.5
曲げ耐力	Mud	kN・m	148.8	-192.4
(i・Md)/Mud	—	—	0.712	0.888
判 定	—	—	OK	OK
せん断力に対する安全性の検討				
せん断力	Vd	kN	-16.4	-141.7
曲げモーメント	Md	kN.m	106.0	-170.8
軸 力	N' d	kN	-6.9	84.5
コンクリート 負担分	Vcd	kN	168.2	193.7
鉄筋負担分	Vsd	kN	0.0	0.0
せん断耐力	Vyd	kN	168.2	193.7
(i・Vd)/Vyd	—	—	0.098	0.732
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	50.0	50.0
有 効 高	d	cm	40.0	40.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D22 @250 D— @— 15.484	D25 @250 D— @— 20.268
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	0.000	0.000
	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	106.0	-262.3
軸 力	N ' d	kN	-16.4	227.4
曲げ耐力	Mud	kN・m	184.0	-339.6
(i・Md)/Mud		—	0.576	0.772
判 定		—	OK	OK
せん断力に対する安全性の検討				
せん断力	Vd	kN	6.9	212.9
曲げモーメント	Md	kN.m	106.0	-262.3
軸 力	N ' d	kN	-16.4	227.4
コンクリート 負担分	Vcd	kN	186.2	247.8
鉄筋負担分	Vsd	kN	0.0	0.0
せん断耐力	Vyd	kN	186.2	247.8
(i・Vd)/Vyd		—	0.037	0.859
判 定		—	OK	OK

右側壁

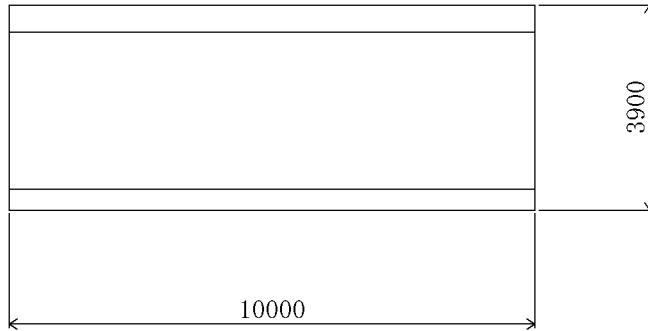
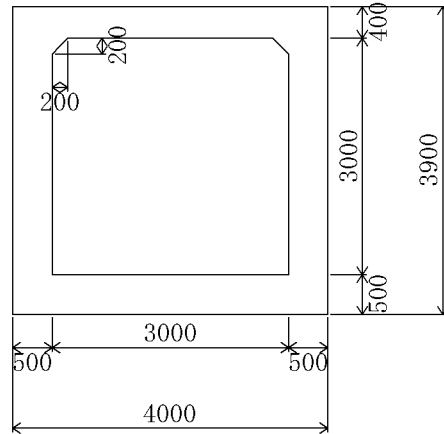
項 目	単 位	上端部	下端部	
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	50.0	50.0
有 効 高	d	cm	40.0	40.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.0	10.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.0	10.0
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D22 @250 D— @— 15.484	D25 @250 D— @— 20.268
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	0.000	0.000
	Ss	cm	25.0	25.0
曲げモーメントおよび軸力に対する安全性の検討				
曲げモーメント	Md	kN.m	-170.8	163.3
軸 力	N ' d	kN	141.7	-17.6
曲げ耐力	Mud	kN・m	-275.5	193.8
(i・Md)/Mud		—	0.620	0.842
判 定		—	OK	OK
せん断力に対する安全性の検討				
せん断力	Vd	kN	84.5	70.8
曲げモーメント	Md	kN.m	-170.8	163.3
軸 力	N ' d	kN	141.7	-17.6
コンクリート 負担分	Vcd	kN	226.0	187.7
鉄筋負担分	Vsd	kN	0.0	0.0
せん断耐力	Vyd	kN	226.0	187.7
(i・Vd)/Vyd		—	0.374	0.377
判 定		—	OK	OK

底 版

項 目	単 位	左端部	右端部	
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	50.0	50.0
有 効 高	d	cm	39.0	39.0
外側鉄筋かぶり	d1	cm	11.0	11.0
内側鉄筋かぶり	d2	cm	11.0	11.0
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D25 @250 D— @— 20.268	D25 @250 D— @— 20.268
	内側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D19 @250 D— @— 11.460
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	0.000	0.000
	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	-262.3	163.3
軸 力	N ' d	kN	212.9	-70.8
曲げ耐力	Mud	kN・m	-333.9	185.1
(i・Md)/Mud		—	0.786	0.882
判 定		—	OK	OK
せん断力に対する安全性の検討				
せん断力	Vd	kN	-227.4	-17.6
曲げモーメント	Md	kN.m	-262.3	163.3
軸 力	N ' d	kN	212.9	-70.8
コンクリート 負担分	Vcd	kN	244.4	175.6
鉄筋負担分	Vsd	kN	0.0	0.0
せん断耐力	Vyd	kN	244.4	175.6
(i・Vd)/Vyd		—	0.931	0.100
判 定		—	OK	OK

7章 縦断方向の検討

7.1 断面定数



(1)鉛直面内

	A(m ²)	y(m)	A · y(m ³)	A · y ² (m ⁴)	Io(m ⁴)
頂版	1.6000	3.7000	5.9200	21.9040	0.0213
底版	2.0000	0.2500	0.5000	0.1250	0.0417
側壁	3.0000	2.0000	6.0000	12.0000	2.2500
ハンチ頂版	0.0400	3.4333	0.1373	0.4715	0.0001
合計	6.6400	—	12.5573	34.5005	2.3131

断面積 $\Sigma A = 6.6400 \text{ (m}^2\text{)}$

重心位置 $Y_e = \frac{\Sigma (A \cdot y)}{\Sigma A} = 1.891 \text{ (m)}$

断面二次モーメント $I_v = \Sigma (A \cdot y^2) + \Sigma I_o - Y_e^2 \cdot \Sigma A = 13.0656 \text{ (m}^4\text{)}$

(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	1.5000	3.7500	5.6250	21.0938	0.0313
左側壁	1.5000	0.2500	0.3750	0.0938	0.0313
頂版、底版	3.6000	2.0000	7.2000	14.4000	4.8000
ハンチ頂版	0.0200	0.5667	0.0113	0.0064	0.0000
	0.0200	3.4333	0.0687	0.2358	0.0000
合計	6.6400	—	13.2800	35.8297	4.8626

$$\text{重心位置 } x_e = \frac{\sum (A \cdot x)}{\sum A} = 2.000 \text{ (m)}$$

$$\text{断面二次モーメント } I_h = \sum (A \cdot x^2) + \sum I_o - x_e^2 \cdot \sum A = 14.1323 \text{ (m}^4\text{)}$$

7.2 地盤条件と地盤定数の設定

(1) 換算せん断弾性波速度

$$VDS = \frac{4 \times H}{T_s} = \frac{4 \times 24.700}{0.882} = 112.003 \text{ (m/s)}$$

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

$$G_s = \frac{\gamma \text{ teg}}{g} \cdot VDS^2 = \frac{16.449}{9.8} \times 112.003^2 = 21057 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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

$$K1 = 1.0 \times G_s = 1.0 \times 21057 = 21057 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$K2 = 1.0 \times G_s = 1.0 \times 21057 = 21057 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

軸直角鉛直方向

$$K3 = 3.0 \times G_s = 3.0 \times 21057 = 63170 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

7.3 断面力の算定

(1) 地盤振動の波長

$$L1 = VDS \cdot T_s = 4 \cdot H = 4 \times 24.700 = 98.800 \text{ (m)}$$

$$L2 = VBS \cdot T_s = 300.0 \times 0.882 = 264.635 \text{ (m)}$$

$$L = \frac{2 \cdot L1 \cdot L2}{L1 + L2} = \frac{2 \times 98.800 \times 264.635}{98.800 + 264.635} = 143.882 \text{ (m)}$$

$$L' = \sqrt{2} \times L = \sqrt{2} \times 143.882 = 203.480 \text{ (m)}$$

(2) 剛性比率

$$\lambda 1 = \sqrt{\frac{K1}{E \cdot A}} = \sqrt{\frac{21057}{2.50 \times 10^7 \times 6.6400}} = 0.01126 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\lambda 2 = \sqrt[4]{\frac{K2}{E \cdot I_h}} = \sqrt[4]{\frac{21057}{2.50 \times 10^7 \times 14.1323}} = 0.08786 \text{ (m}^{-2}\text{)}$$

$$\lambda 3 = \sqrt[4]{\frac{K3}{E \cdot I_v}} = \sqrt[4]{\frac{63170}{2.50 \times 10^7 \times 13.0656}} = 0.11793 \text{ (m}^{-2}\text{)}$$

E：ヤング係数 (kN/m²)

(3) 継手を設けた場合の低減係数

$$\xi 1 = 900 \cdot L^{-1.8} = 900 \times 143.882^{-1.8} = 0.117$$

$$\begin{aligned} \xi 2 &= 1.16 \cdot L^{-3.8} \times 10^8 + 890 \cdot \lambda 2^{3.7} \\ &= 1.16 \times 143.882^{-3.8} \times 10^8 + 890 \times 0.08786^{3.7} \\ &= 0.117 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \xi 3 &= 5.31 \cdot L^{-3.7} \times 10^5 + 145 \cdot \lambda 3^{2.9} \\ &= 5.31 \times 143.882^{-3.7} \times 10^5 + 145 \times 0.11793^{2.9} \\ &= 0.300 \end{aligned}$$

(4) 伝導率

$$\alpha 1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot \pi}{\lambda 1 \cdot L'} \right)^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot \pi}{0.01126 \times 203.480} \right)^2} = 0.117$$

$$\alpha 2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot \pi}{\lambda 2 \cdot L} \right)^4} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot \pi}{0.08786 \times 143.882} \right)^4} = 0.942$$

$$\alpha 3 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot \pi}{\lambda 3 \cdot L} \right)^4} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot \pi}{0.11793 \times 143.882} \right)^4} = 0.982$$

(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

$$\text{重心位置深さ } z = \text{土被り厚} + ye = 1.500 + 2.009 = 3.509$$

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

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

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

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

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} \times 0.24000 \times 0.882 \times \cos\left(\frac{\pi \times 3.509}{2 \times 24.700}\right) = 0.04184 \text{ (m)}$$

$$U_v = \frac{U_h}{2} = \frac{0.04184}{2} = 0.02092 \text{ (m)}$$

2) レベル2地震時

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

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} \times 0.80000 \times 0.882 \times \cos\left(\frac{\pi \times 3.509}{2 \times 24.700}\right) = 0.13946 \text{ (m)}$$

$$U_v = \frac{U_h}{2} = \frac{0.13946}{2} = 0.06973 \text{ (m)}$$

(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

$$\begin{aligned}
 Ph &= \alpha 1 \cdot \xi 1 \cdot \frac{\pi \cdot E \cdot A}{L} \cdot Uh \\
 &= 0.117 \times 0.117 \times \left(\frac{\pi \times 2.50 \times 10^7 \times 6.6400}{143.882} \right) \times 0.04184 \\
 &= 2091 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

鉛直面内の地震振動による軸力

$$\begin{aligned}
 Pv &= \alpha 1 \cdot \xi 1 \cdot \frac{\pi \cdot E \cdot A}{L} \cdot \left(\frac{Uh+Uv}{2} \right) \\
 &= 0.117 \times 0.117 \times \left(\frac{\pi \times 2.50 \times 10^7 \times 6.6400}{143.882} \right) \times \left(\frac{0.04184 + 0.02092}{2} \right) \\
 &= 1568 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

軸力合成

$$\begin{aligned}
 P &= \sqrt{2 \cdot Ph^2 + 2 \cdot Pv^2} = \sqrt{2 \times 2091^2 + 2 \times 1568^2} \\
 &= 3696 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 Mh &= \alpha 2 \cdot \xi 2 \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot Ih}{L^2} \cdot Uh \\
 &= 0.942 \times 0.117 \times \left(\frac{4 \times \pi^2 \times 2.50 \times 10^7 \times 14.1323}{143.882^2} \right) \times 0.04184 \\
 &= 3117 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

鉛直面内の地震振動による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 Mv &= \alpha 3 \cdot \xi 3 \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot Iv}{L^2} \cdot Uv \\
 &= 0.982 \times 0.300 \times \left(\frac{4 \times \pi^2 \times 2.50 \times 10^7 \times 13.0656}{143.882^2} \right) \times 0.02092 \\
 &= 3836 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

3) 応力度算定用の断面力

・ 水平面内

$$\begin{aligned}
 Ph' &= \frac{P}{\sqrt{2}} = \frac{3696}{\sqrt{2}} = 2614 \text{ (kN)} \\
 Mh' &= \frac{Mh}{\sqrt{2}} = \frac{3117}{\sqrt{2}} = 2204 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

・ 鉛直面内

$$\begin{aligned}
 Pv' &= \frac{P}{\sqrt{2}} = \frac{3696}{\sqrt{2}} = 2614 \text{ (kN)} \\
 Mv' &= \frac{Mv}{\sqrt{2}} = \frac{3836}{\sqrt{2}} = 2713 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

(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

$$\begin{aligned}
 P_h &= \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi \cdot E \cdot A}{L} \cdot U_h \\
 &= 0.117 \times 0.117 \times \left(\frac{\pi \times 2.50 \times 10^7 \times 6.6400}{143.882} \right) \times 0.13946 \\
 &= 6970 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

鉛直面内の地震振動による軸力

$$\begin{aligned}
 P_v &= \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi \cdot E \cdot A}{L} \cdot \left(\frac{U_h + U_v}{2} \right) \\
 &= 0.117 \times 0.117 \times \left(\frac{\pi \times 2.50 \times 10^7 \times 6.6400}{143.882} \right) \times \left(\frac{0.13946 + 0.06973}{2} \right) \\
 &= 5228 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

軸力合成

$$\begin{aligned}
 P &= \sqrt{2 \cdot P_h^2 + 2 \cdot P_v^2} = \sqrt{2 \times 6970^2 + 2 \times 5228^2} \\
 &= 12322 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 M_h &= \alpha_2 \cdot \xi_2 \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_h}{L^2} \cdot U_h \\
 &= 0.942 \times 0.117 \times \left(\frac{4 \times \pi^2 \times 2.50 \times 10^7 \times 14.1323}{143.882^2} \right) \times 0.13946 \\
 &= 10391 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

鉛直面内の地震振動による曲げモーメント

$$\begin{aligned}
 M_v &= \alpha_3 \cdot \xi_3 \cdot \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_v}{L^2} \cdot U_v \\
 &= 0.982 \times 0.300 \times \left(\frac{4 \times \pi^2 \times 2.50 \times 10^7 \times 13.0656}{143.882^2} \right) \times 0.06973 \\
 &= 12788 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

3) 応力度算定用の断面力

・ 水平面内

$$\begin{aligned}
 P_h' &= \frac{P}{\sqrt{2}} = \frac{12322}{\sqrt{2}} = 8713 \text{ (kN)} \\
 M_h' &= \frac{M_h}{\sqrt{2}} = \frac{10391}{\sqrt{2}} = 7347 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

・ 鉛直面内

$$\begin{aligned}
 P_v' &= \frac{P}{\sqrt{2}} = \frac{12322}{\sqrt{2}} = 8713 \text{ (kN)} \\
 M_v' &= \frac{M_v}{\sqrt{2}} = \frac{12788}{\sqrt{2}} = 9043 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

7.4 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	2204	
	軸力	N	kN	2614	
断面形状	部材幅	b	cm	390.0	
	部材高	h	cm	400.0	
	中空断面	幅	b'	cm	300.0
		高	h'	cm	300.0
鉄筋量	右側壁外側	d1	cm	10.0	
		As1	cm ²	D13- 14 17.738	
	右側壁内側	d2	cm	40.0	
		As2	cm ²	D13- 16 20.272	
左側壁内側	d3	cm	360.0		
	As3	cm ²	D13- 16 20.272		
左側壁外側	d4	cm	390.0		
	As4	cm ²	D13- 14 17.738		
中立軸位置		x	cm	454.295	
応力度			c	N/mm ²	0.70
			s	N/mm ²	-10.20
許容応力度			ca	N/mm ²	12.00
			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	2713
	軸力		N	kN	2614
断面形状	部材幅		b	cm	400.0
	部材高		h	cm	390.0
	中空断面	幅	b'	cm	300.0
		高	h'	cm	300.0
鉄筋量	頂版外側		d1	cm	10.0
			As1	cm ²	D13- 15 19.005
	頂版内側		d2	cm	30.0
			As2	cm ²	D13- 17 21.539
底版内側		d3	cm	351.0	
		As3	cm ²	D13- 17 21.539	
底版外側		d4	cm	379.0	
		As4	cm ²	D13- 15 19.005	
中立軸位置			x	cm	393.062
応力度			c	N/mm ²	0.80
			s	N/mm ²	-11.67
許容応力度			ca	N/mm ²	12.00
			sa	N/mm ²	-300.00

dは圧縮縁からの距離を示す。

7.5 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 $f'_{cd} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

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	7347
	軸力		N' d	kN	8713
断面形状	部材幅		b	cm	390.0
	部材高		h	cm	400.0
	中空断面	幅	b'	cm	300.0
		高	h'	cm	300.0
鉄筋量	右側壁外側		d1	cm	10.0
			As1	cm ²	D13- 14 17.738
	右側壁内側		d2	cm	40.0
			As2	cm ²	D13- 16 20.272
左側壁内側		d3	cm	360.0	
		As3	cm ²	D13- 16 20.272	
左側壁外側		d4	cm	390.0	
		As4	cm ²	D13- 14 17.738	
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	76226
(i・Md)/Mud			—		0.096
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	9043
	軸力		N' d	kN	8713
断面形状	部材幅		b	cm	400.0
	部材高		h	cm	390.0
	中空断面	幅	b'	cm	300.0
		高	h'	cm	300.0
鉄筋量	頂版外側		d1	cm	10.0
			As1	cm ²	D13- 15 19.005
	頂版内側		d2	cm	30.0
			As2	cm ²	D13- 17 21.539
底版内側			d3	cm	351.0
			As3	cm ²	D13- 17 21.539
底版外側		d4	cm	379.0	
		As4	cm ²	D13- 15 19.005	
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	82882
(i・Md)/Mud			—		0.109
判 定			—		OK

dは圧縮縁からの距離を示す。