

# 目次

1 設計条件	1
1-1 設計条件	1
1-2 構造寸法	2
1-3 荷重条件	3
1-4 地盤条件	5
1-5 杭基礎条件	6
2 荷重計算	8
2-1 荷重集計	8
3 杭基礎の震度法照査	10
3-1 杭の諸元および杭配置	10
3-2 杭の許容支持力の計算	11
3-2-1 計算式	11
3-2-2 地盤条件	13
3-2-3 許容押し込み支持力の計算	16
3-2-4 許容引抜き抵抗力の計算	16
3-3 地盤ばねの計算	17
3-3-1 杭の軸方向ばね定数	17
3-3-2 水平方向地盤反力係数	18
3-4 杭頭変位および杭頭反力の計算	20
3-4-1 計算法	20
3-4-2 杭頭変位および杭頭反力	24
3-5 杭本体各部の断面力および変位	32
3-6 杭本体の応力度照査	48
3-6-1 計算式	48
3-6-2 杭本体の応力度照査	51
3-7 フーチングの剛体判定	53

## 1 設計条件

## 1-1 設計条件

- (1) 下部工形式      コンクリート橋脚(P1)
- (2) 基礎工形式      場所打ち杭  $\phi 1000.0 \text{ mm}$      $L = 19.000 \text{ m}$      $n = 9 \text{ 本}$
- (3) 適用基準          道路橋示方書(平成24年)

## (4) 設計水平震度

	橋軸方向	橋軸直角方向
地域区分	A1地域	
地盤種別	I種地盤	
設計水平震度 (はり・柱)	0.20	0.20
設計水平震度 (フーチング)	0.20	0.20

## (5) 単位体積重量

	大気中 ( $\text{kN/m}^3$ )	水 中 ( $\text{kN/m}^3$ )
コンクリート (はり)	24.5	————
コンクリート (柱)	24.5	14.5
コンクリート (フーチング)	24.5	14.5
上載土砂	18.0	9.0
水	10.0	————

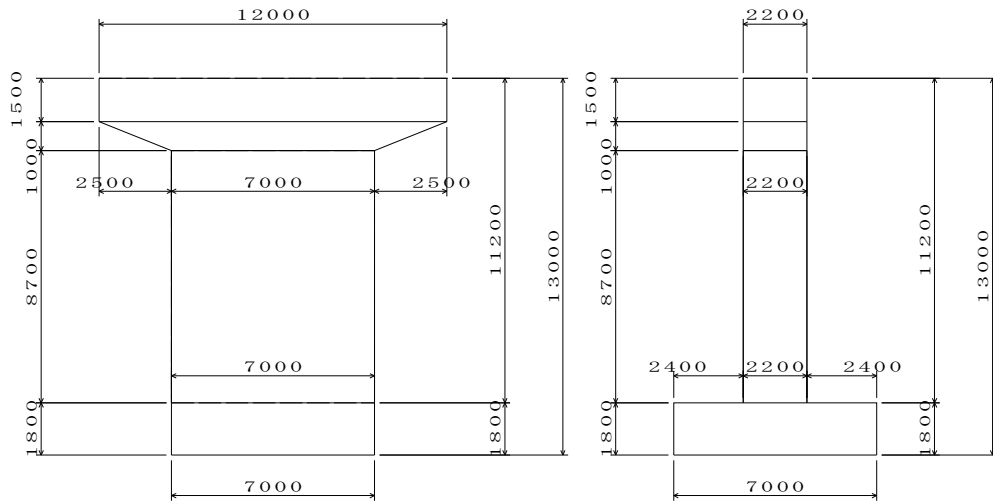
## (6) 使用材料

フーチングコンクリートの許容応力度

(N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの設計基準強度		24.0
許容圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	8.00
	軸圧縮応力度	6.50
許容せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 ( $\tau a1$ ) (常時)	0.230
	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 ( $\tau a1$ ) (地震時)	0.350
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 ( $\tau a2$ )	1.700
	押抜きせん断応力度 ( $\tau a3$ )	0.900
許容付着応力度		1.600
ヤング係数		$2.50 \times 10^4$

1-2 構造寸法



はり形状  
柱形状

矩形  
矩形

## 1-3 荷重条件

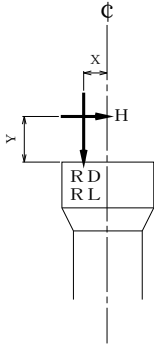
## (1) 荷重組合せ

荷重ケース名		割増 係数	設計状態	軀 体 自 重	上 載 土 重 量	通 常 時 水 位	洪 水 時 水 位	地 震 時 慣 性 力	風 荷 重 ・ 活 荷 重 有	風 荷 重 ・ 活 荷 重 無
橋 軸 方 向	常時	1.00	常時	○	○	×	×	×		
	常時+浮力	1.00	常時	○	○	×	○	×		
	地震時(R)	1.50	地震時	○	○	×	×	○		
	地震時(R)+浮力	1.50	地震時	○	○	○	×	○		
直 角 方 向	常時	1.00	常時	○	○	×	×	×	×	×
	常時+浮力	1.00	常時	○	○	×	○	×	×	×
	地震時(R)	1.50	地震時	○	○	×	×	○	×	×
	地震時(R)+浮力	1.50	地震時	○	○	○	×	○	×	×

## (2) 上部工反力

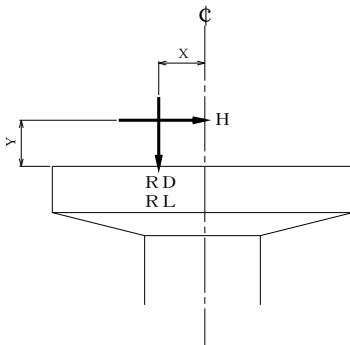
## 1) 橋軸方向

No	荷重ケース名	死荷重反力 RD (kN)	活荷重反力 RL (kN)	水平力 H (kN)	X (m)	Y (m)	曲げモーメント M(kN・m)
1	常時	5894.00	510.00	0.00	0.000	0.000	0.00
2	常時+浮力	5894.00	510.00	0.00	0.000	0.000	0.00
3	地震時(R)	5894.00	0.00	1130.00	0.000	0.000	0.00
4	地震時(R)+浮力	5894.00	0.00	1130.00	0.000	0.000	0.00



## 2) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名	死荷重反力 RD (kN)	活荷重反力 RL (kN)	水平力 H (kN)	X (m)	Y (m)	曲げモーメント M(kN・m)
1	常時	5894.00	600.00	0.00	0.000	1.500	0.00
2	常時+浮力	5894.00	600.00	0.00	0.000	1.500	0.00
3	地震時(R)	5894.00	0.00	1300.00	0.000	1.500	0.00
4	地震時(R)+浮力	5894.00	0.00	1300.00	0.000	1.500	0.00



## 1-4 地盤条件

## (1) 地盤標高および水位

標高記号：GL

計画地表面標高	m	64.000
ボーリング上端標高	m	64.000
フーチング下面標高	m	62.300
浮力 設定	洪水時水位(H.W.L)	m 67.300
	通常時水位(M.W.L)	m 65.300
支持設定	地下水位標高	m 62.300

## (2) 設計地盤面標高

常時 GL 62.300 m

地震時 GL 62.300 m

## 1-5 杭基礎条件

## (1) 杭基礎条件

杭種	場所打ち杭
杭頭条件	剛結
杭先端条件	ヒンジ
施工方法	場所打ち杭工法
杭とフーチングの結合方法	方法B
水平変位照査位置	杭頭
許容変位	
常時	15.0 mm
地震時	15.0 mm

## (2) 杭断面諸元

## 1) 杭本体

杭長	19.000	m
杭径	1000.0	mm
杭の埋込み長	0.100	m
ヤング係数	$2.50 \times 10^4$	N/mm <sup>2</sup>

コンクリートの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの呼び強度		30.0
水中コンクリートの設計基準強度 ( $\sigma_{ck}$ )		24.0
許容圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	8.00
	軸圧縮応力度	6.50
許容せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 ( $\tau_{a1}$ ) (常時)	0.230
	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 ( $\tau_{a1}$ ) (地震時)	0.350
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 ( $\tau_{a2}$ )	1.700
	押抜きせん断応力度 ( $\tau_{a3}$ )	0.900
許容付着応力度 (異形棒鋼)		1.200
ヤング係数		$2.50 \times 10^4$

主鉄筋の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

鉄筋材質		SD345	
許容引張応力度	活荷重及び衝撃以外の主荷重が作用する場合 (はり部材等)	100.0	
	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合の基本値	一般の部材	180.0
		水中・地下水位以下に設ける部材	160.0
		土中の部材	180.0
	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の基本値	200.0	
鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合の基本値	200.0		
許容圧縮応力度		200.0	

帯鉄筋の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

鉄筋材質		SD345	
許容引張応力度	活荷重及び衝撃以外の主荷重が作用する場合 (はり部材等)	100.0	
	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合の基本値	一般の部材	180.0
		水中・地下水位以下に設ける部材	160.0
		土中の部材	180.0
	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の基本値	200.0	
鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合の基本値	200.0		
許容圧縮応力度		200.0	

## 主鉄筋

	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1層目	150.0	D32	20	15884.00

## 帯鉄筋

鉄筋径	ピッチ (mm)	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
D13	150.0	2	253.40

## (3) ボーリングデータ

No	層厚 (m)	層上面標高 (m)	土質名	N値	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kN/m <sup>2</sup> )	E0 (kN/m <sup>2</sup> )	周面摩擦力
1	4.300	GL+ 64.000	砂質土	5.000	18.00	9.00	0.00	14000.0	考慮する
2	3.200	GL+ 59.700	粘性土	30.000	17.00	8.00	95.00	84000.0	考慮する
3	10.600	GL+ 56.500	砂質土	20.000	18.00	9.00	0.00	56000.0	考慮する
4	50.000	GL+ 45.900	砂質土	50.000	18.00	9.00	0.00	140000.0	考慮する



## 2 荷重計算

## 2-1 荷重集計

## (1) 橋軸方向

## 1) 常時

項 目	鉛直力	水平力	アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体重量	6925.66	—	0.000	—	0.00	—
載土重量	0.00	—	0.000	—	0.00	—
上部工反力	6404.00	0.00	0.000	13.000	0.00	0.00
合 計	13329.66	0.00	—	—	0.00	0.00
					0.00	

偏心率(e)の計算

$$e = \frac{M_x + M_y}{V} = \frac{0.00 + 0.00}{13329.66} = 0.000 \text{ m}$$

## 2) 常時+浮力

項 目	鉛直力	水平力	アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体重量	6925.66	—	0.000	—	0.00	—
躯体浮力(洪水時水位)	-1374.80	—	0.000	—	-0.00	—
載土重量	0.00	—	0.000	—	0.00	—
載土浮力(洪水時水位)	0.00	—	0.000	—	0.00	—
上部工反力	6404.00	0.00	0.000	13.000	0.00	0.00
合 計	11954.86	0.00	—	—	0.00	0.00
					0.00	

偏心率(e)の計算

$$e = \frac{M_x + M_y}{V} = \frac{0.00 + 0.00}{11954.86} = 0.000 \text{ m}$$

## 3) 地震時(R)

項 目	鉛直力	水平力	アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体重量	6925.66	1385.13	0.000	5.728	0.00	7934.44
載土重量	0.00	—	0.000	—	0.00	—
上部工反力	5894.00	1130.00	0.000	13.000	0.00	14690.00
合 計	12819.66	2515.13	—	—	0.00	22624.44
					22624.44	

偏心率(e)の計算

$$e = \frac{M_x + M_y}{V} = \frac{0.00 + 22624.44}{12819.66} = 1.765 \text{ m}$$

## 4) 地震時(R)+浮力

項 目	鉛直力	水平力	アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体重量	6925.66	1385.13	0.000	5.728	0.00	7934.44
躯体浮力(通常時水位)	-1066.80	—	0.000	—	-0.00	—
載土重量	0.00	—	0.000	—	0.00	—
載土浮力(通常時水位)	0.00	—	0.000	—	0.00	—
上部工反力	5894.00	1130.00	0.000	13.000	0.00	14690.00
合 計	11752.86	2515.13	—	—	0.00	22624.44
					22624.44	

偏心率(e)の計算

$$e = \frac{M_x + M_y}{V} = \frac{0.00 + 22624.44}{11752.86} = 1.925 \text{ m}$$

## (2) 橋軸直角方向

## 1) 常時

項 目	鉛直力	水平力	アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体重量	6925.66	—	0.000	—	0.00	—
載土重量	0.00	—	0.000	—	0.00	—
上部工反力	6494.00	0.00	0.000	14.500	0.00	0.00
合 計	13419.66	0.00	—	—	0.00	0.00

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{M_x + M_y}{V} = \frac{0.00 + 0.00}{13419.66} = 0.000 \text{ m}$$

## 2) 常時+浮力

項 目	鉛直力	水平力	アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体重量	6925.66	—	0.000	—	0.00	—
躯体浮力(洪水時水位)	-1374.80	—	0.000	—	-0.00	—
載土重量	0.00	—	0.000	—	0.00	—
載土浮力(洪水時水位)	0.00	—	0.000	—	0.00	—
上部工反力	6494.00	0.00	0.000	14.500	0.00	0.00
合 計	12044.86	0.00	—	—	0.00	0.00

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{M_x + M_y}{V} = \frac{0.00 + 0.00}{12044.86} = 0.000 \text{ m}$$

## 3) 地震時(R)

項 目	鉛直力	水平力	アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体重量	6925.66	1385.13	0.000	5.728	0.00	7934.44
載土重量	0.00	—	0.000	—	0.00	—
上部工反力	5894.00	1300.00	0.000	14.500	0.00	18850.00
合 計	12819.66	2685.13	—	—	0.00	26784.44

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{M_x + M_y}{V} = \frac{0.00 + 26784.44}{12819.66} = 2.089 \text{ m}$$

## 4) 地震時(R)+浮力

項 目	鉛直力	水平力	アーム長		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	XG (m)	YG (m)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
躯体重量	6925.66	1385.13	0.000	5.728	0.00	7934.44
躯体浮力(通常時水位)	-1066.80	—	0.000	—	-0.00	—
載土重量	0.00	—	0.000	—	0.00	—
載土浮力(通常時水位)	0.00	—	0.000	—	0.00	—
上部工反力	5894.00	1300.00	0.000	14.500	0.00	18850.00
合 計	11752.86	2685.13	—	—	0.00	26784.44

偏心量(e)の計算

$$e = \frac{M_x + M_y}{V} = \frac{0.00 + 26784.44}{11752.86} = 2.279 \text{ m}$$

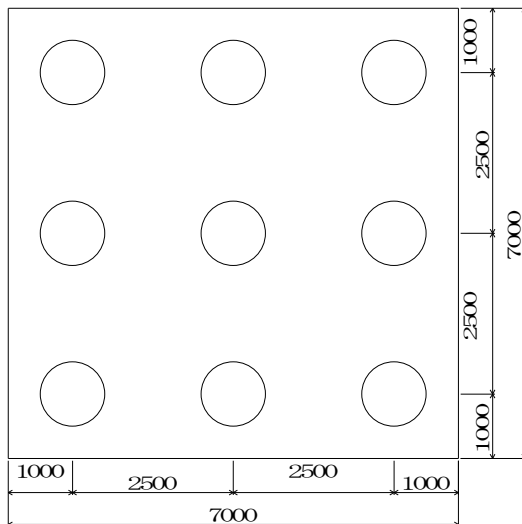
## 3 杭基礎の震度法照査

## 3-1 杭の諸元および杭配置

## (1) 杭の諸元

杭種	場所打ち杭	φ1000.0 (mm)
材	コンクリートの呼び強度	: 30.0 (N/mm <sup>2</sup> )
料	コンクリートの設計基準強度	: $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm <sup>2</sup> )
	主鉄筋材質	: SD345
	帯鉄筋材質	: SD345
配筋	かぶり	150.0 mm D32× 20.0本 $A_s = 15884.0$ mm <sup>2</sup>
杭長	L =	19.000 (m)
杭の埋込み長	L <sub>t</sub> =	0.100 (m)
杭頭条件	剛結	
杭先端条件	ヒンジ	
施工方法	場所打ち杭工法	
支持条件	支持杭	

## (2) 杭配置



## 3-2 杭の許容支持力の計算

## 3-2-1 計算式

## (1) 1本の杭の軸方向許容押し込み支持力

$$R_a = \frac{\gamma}{n} (R_u - W_s) + W_s - W$$

ここに、

- $R_a$  : 杭頭における杭の軸方向許容押し込み支持力 (kN)
- $n$  : 安全率
- $\gamma$  : 極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数
- $R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)
- $W_s$  : 杭で置換えられる部分の土の有効重量 (kN)
- $W$  : 杭及び杭内部の土の有効重量 (kN)

地盤から決まる杭の極限支持力は以下の式により算出するものとする。

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \sum (L_i \cdot f_i)$$

ここに、

- $R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)
- $A$  : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)
- $q_d$  : 杭先端における単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $U$  : 杭の周長 (m)
- $L_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)
- $f_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度で、下表により求める。 (kN/m<sup>2</sup>)

	場所打ち杭工法
砂質土	5N (≦200)
粘性土	c または 10N (≦150)

注) N < 5の軟弱粘性土層では、信頼性が乏しいので、N値による最大周面摩擦力度を推定しない。

杭先端の極限支持力度  $q_d$  の推定方法

場所打ち杭の場合は、一般に施工による地盤の乱れの影響が大きいと考え、杭先端の極限支持力度  $q_d$  は下表に示す値とした。

地盤種別	杭先端の極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
砂れき層及び砂層 (N ≧ 30)	3000
良質な砂れき層 (N ≧ 50)	5000
粘性土 (N ≧ 20, $q_u \geq 400$ kN/m <sup>2</sup> )	3 $q_u$

ただし、 $q_u$  は一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

杭で置換えられる部分の土の有効重量は以下の式により算出するものとする。

$$W_s = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \sum (\gamma_i \cdot L_i)$$

ここに、

- $W_s$  : 杭で置換えられる部分の土の有効重量 (kN)
- $D$  : 杭径 (m)
- $\gamma_i$  : 杭で置換えられる部分の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $L_i$  : 杭で置換えられる部分の土の層厚 (m)

## (2) 1本の杭の軸方向許容引抜き抵抗力

$$P_a = \frac{1}{n} \cdot P_u + W$$

ここに、

- $P_a$  : 杭頭における杭の軸方向許容引抜き抵抗力 (kN)
- $n$  : 安全率
- $P_u$  : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力 (kN)
- $W$  : 杭の有効重量 (kN)

地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力は以下の式により算出するものとする。

$$P_u = U \cdot \sum (L_i \cdot f_i)$$

ここに、

- $P_u$  : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力 (kN)
- $U$  : 杭の周長 (m)
- $L_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)
- $f_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

## 3-2-2 地盤条件

## (1) 許容押込み支持力計算時

## ・周面摩擦力

層番号	標高 (m) ▽ GL +64.000	土質	N値 [c]	fi	Li	Li・fi
				kN/m <sup>2</sup>	m	kN/m
1	▽ GL +62.300	砂質土	—	—	—	—
	(フーチング下面) ▽ GL +59.700		5.000	25.00	2.600	65.00
2	▽ GL +56.500	粘性土	30.000 ( 95.00)	95.00	3.200	304.00
3	▽ GL +45.900	砂質土	20.000	100.00	10.600	1060.00
4	▽ GL +44.400	砂質土	50.000	200.00	1.500	300.00
	(考慮範囲下端)			Σ		1729.00

杭先端地盤の極限支持力度  $q_d = 3000$  (kN/m<sup>2</sup>)

・杭で置換えられる部分の土の有効重量  $W_s$

層番号	標高 (m) ▽ GL +64.000	$\gamma_i$	Li	$\gamma_i \cdot Li$
		kN/m <sup>3</sup>	m	kN/m <sup>2</sup>
1	▽ GL +62.300	—	—	—
	(フーチング下面, 水位) ▽ GL +59.700	9.00	2.600	23.40
2	▽ GL +56.500	8.00	3.200	25.60
3	▽ GL +45.900	9.00	10.600	95.40
4	▽ GL +43.400	9.00	2.500	22.50
	(杭先端)	$\Sigma$		166.90

$$\begin{aligned}
 W_s &= \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \Sigma (\gamma_i \cdot Li) \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 1.000^2 \times 166.90 = 131.08 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

## (2) 許容引抜き抵抗力計算時

## ・ 周面摩擦力

層 番号	標 高 (m) ▽ GL +64.000	土質	N値 [c]	fi	Li	Li・fi
				kN/m <sup>2</sup>	m	kN/m
1	▽ GL +62.300	砂質土	—	—	—	—
	(フーチング下面) ▽ GL +59.700		5.000	25.00	2.600	65.00
2	▽ GL +56.500	粘性土	30.000 ( 95.00)	95.00	3.200	304.00
3	▽ GL +45.900	砂質土	20.000	100.00	10.600	1060.00
4	▽ GL +43.400	砂質土	50.000	200.00	2.500	500.00
	(杭先端)			Σ		1929.00



## 3-2-3 許容押込み支持力の計算

(1) 常時

$$\begin{aligned} R_u &= q_d \cdot A + U \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i) \\ &= 3000.00 \times 0.78540 + 3.1416 \times 1729.00 = 7788.01 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_a &= \frac{\gamma}{n} (R_u - W_s) + W_s - W \\ &= \frac{1.0}{3.00} \times (7788.01 - 131.08) + 131.08 - 215.24 = 2468.15 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2) レベル1地震時

$$\begin{aligned} R_u &= q_d \cdot A + U \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i) \\ &= 3000.00 \times 0.78540 + 3.1416 \times 1729.00 = 7788.01 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_a &= \frac{\gamma}{n} (R_u - W_s) + W_s - W \\ &= \frac{1.0}{2.00} \times (7788.01 - 131.08) + 131.08 - 215.24 = 3744.31 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## 3-2-4 許容引抜き抵抗力の計算

(1) 常時

$$\begin{aligned} P_u &= U \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i) \\ &= 3.1416 \times 1929.00 = 6060.13 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{n} \cdot P_u + W \\ &= \frac{1}{6.00} \times 6060.13 + 215.24 = 1225.26 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2) レベル1地震時

$$\begin{aligned} P_u &= U \cdot \Sigma (L_i \cdot f_i) \\ &= 3.1416 \times 1929.00 = 6060.13 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{n} \cdot P_u + W \\ &= \frac{1}{3.00} \times 6060.13 + 215.24 = 2235.28 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## 3-3 地盤ばねの計算

## 3-3-1 杭の軸方向ばね定数

$$\begin{aligned}K_V &= a \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{L} \\ &= 0.436 \times \frac{0.785398 \times 25000000}{18.900} \\ &= 452850.6 \text{ (kN/m)}\end{aligned}$$

ここに、

K<sub>V</sub> : 杭の軸方向ばね定数 (kN/m)

a : 補正係数

※ 場所打ち杭

$$a = 0.031 (L/D) - 0.150$$

$$= 0.031 \times (18.900 / 1.000) - 0.150 = 0.436$$

A<sub>p</sub> : 杭の純断面積 (m<sup>2</sup>)E<sub>p</sub> : 杭体のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

L : 杭の根入れ長さ (m)

D : 杭径 (m)

## 3-3-2 水平方向地盤反力係数

杭の軸直角方向ばね定数の計算は多層地盤を考慮し、以下のように算出する。

## (1) 水平方向地盤反力係数の計算

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

ここに、

$k_H$  : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{H0}$  : 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/m<sup>3</sup>)

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0$$

$B_H$  : 基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}}$$

$D$  : 杭径 (m)

$\beta$  : 基礎の特性値 (m<sup>-1</sup>)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \cdot D}{4EI}}$$

$\alpha$  : 地盤反力係数推定に用いる係数  
常時  $\alpha = 1$  地震時  $\alpha = 2$

$E_0$  : 地盤変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$EI$  : 基礎の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)

(2) 換算載荷幅 $B_H$ の計算

$B_H$  算出上の要点は、

- $B_H$  を求める際の $k_H$  は常時の値とする。
- 深さ方向に地層が変化する場合でも、 $B_H$  を算出する際の $k_H$  は設計地盤面から  $1/\beta$  の深さまでの平均値とする。また、各層の $k_H$  算出時にもこの $B_H$  を用いる。

杭径	$D$	1.000 (m)
ヤング係数	$E$	25000000 (kN/m <sup>2</sup> )
断面二次モーメント	$I$	0.04908739 (m <sup>4</sup> )

$1/\beta = 3.631$  (m) ( $\beta = 0.27537$  (m<sup>-1</sup>)) と仮定する  
→平均 $E_0 = 33882.0$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$B_H = \sqrt{\frac{1.000}{0.27537}} = 1.906 \text{ (m)}$$

$$k_H = \frac{1}{0.3} \times 1.0 \times 33882.0 \times \left( \frac{1.906}{0.3} \right)^{-3/4} = 28226.7 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

となり、 $\beta$  を計算すると下記となり、仮定した $\beta$  に一致する。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{28226.7 \times 1.000}{4 \times 25000000 \times 0.04908739}} = 0.27537 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

以上により、換算載荷幅  $B_H$  は、 $B_H = 1.906$  (m) となる。

## (3) 各層の水平方向地盤反力係数の計算

杭径	D	1.000 (m)
ヤング係数	E	25000000 (kN/m <sup>2</sup> )
断面二次モーメント	I	0.04908739 (m <sup>4</sup> )

## 1) 常時

No	層厚 (m)	E <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	k <sub>H0</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	k <sub>H</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
1	2.600	14000.0	46666.7	11663.2
2	3.200	84000.0	280000.0	69979.3
3	10.600	56000.0	186666.7	46652.9
4	2.500	140000.0	466666.7	116632.2

特性値  $\beta$  : 0.27537 (m<sup>-1</sup>)

## 2) レベル1地震時

No	層厚 (m)	E <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	k <sub>H0</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	k <sub>H</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
1	2.600	14000.0	93333.3	23326.4
2	3.200	84000.0	560000.0	139958.7
3	10.600	56000.0	373333.3	93305.8
4	2.500	140000.0	933333.3	233264.5

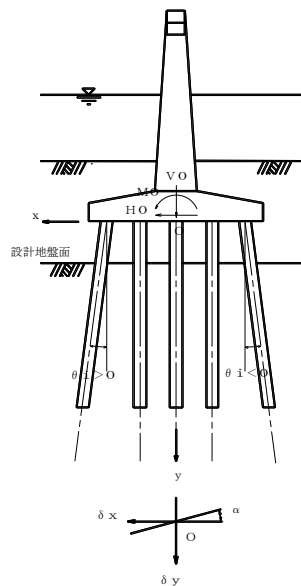
特性値  $\beta$  : 0.27537 (m<sup>-1</sup>)

## 3-4 杭頭変位および杭頭反力の計算

## 3-4-1 計算法

## (1) 計算式

変位法による計算方法は、下図のように座標を組み、杭群中心を原点0とし、0点に作用する外力を図中にあるように定める。



この時、原点0の変位は、次の三元連立方程式を解いて求める。

$$\begin{aligned} A_{xx} \cdot \delta_x + A_{xy} \cdot \delta_y + A_{xa} \cdot \alpha &= H_0 \\ A_{yx} \cdot \delta_x + A_{yy} \cdot \delta_y + A_{ya} \cdot \alpha &= V_0 \\ A_{ax} \cdot \delta_x + A_{ay} \cdot \delta_y + A_{aa} \cdot \alpha &= M_0 \end{aligned}$$

フーチング下面を水平ととれば各係数は次式で求められる。

$$\begin{aligned} A_{xx} &= \sum (K_1 \cdot \cos^2 \theta_i + K_v \cdot \sin^2 \theta_i) \\ A_{xy} = A_{yx} &= \sum (K_v - K_1) \cdot \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i \\ A_{xa} = A_{ax} &= \sum \{ (K_v - K_1) \cdot x_i \cdot \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i - K_2 \cdot \cos \theta_i \} \\ A_{yy} &= \sum (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) \\ A_{ya} = A_{ay} &= \sum \{ (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) \cdot x_i + K_2 \cdot \sin \theta_i \} \\ A_{aa} &= \sum \{ (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) \cdot x_i^2 + (K_2 + K_3) \cdot x_i \cdot \sin \theta_i + K_4 \} \end{aligned}$$

ここに、

- $H_0$  : フーチング底面より上に作用する水平荷重 (kN)
- $V_0$  : フーチング底面より上に作用する鉛直荷重 (kN)
- $M_0$  : 原点0の回りの外力のモーメント (kN・m)
- $\delta_x$  : 原点0の水平変位量 (m)
- $\delta_y$  : 原点0の鉛直変位量 (m)
- $\alpha$  : フーチングの回転角 (rad)
- $x_i$  : i番目の杭の杭頭のx座標 (m)
- $\theta_i$  : i番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度 (度)

求められたフーチング原点における変位 ( $\delta_x, \delta_y, \alpha$ ) より、各杭頭に作用する杭軸方向力 $P_{Ni}$ 、杭軸直角方向力 $P_{Hi}$ 、及びモーメント $M_{ti}$ は以下の式により求める。

$$\begin{aligned} P_{Ni} &= K_V \cdot \delta_{yi}' \\ P_{Hi} &= K_1 \cdot \delta_{xi}' - K_2 \cdot \alpha \\ M_{ti} &= -K_3 \cdot \delta_{xi}' + K_4 \cdot \alpha \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{xi}' &= \delta_x \cdot \cos \theta_i - (\delta_y + \alpha \cdot x_i) \cdot \sin \theta_i \\ \delta_{yi}' &= \delta_x \cdot \sin \theta_i + (\delta_y + \alpha \cdot x_i) \cdot \cos \theta_i \end{aligned}$$

ここに、

- $\delta_{xi}'$  : i番目の杭の杭頭の軸直角方向の変位量 (m)
- $\delta_{yi}'$  : i番目の杭の杭頭の軸方向の変位量 (m)
- $K_V$  : 杭頭に単位量の軸方向変位量を生じさせる杭軸方向力 (kN)  
(杭の軸方向ばね定数)
- $K_1, K_2, K_3, K_4$  : 杭の軸直角方向ばね定数
- $x_i$  : i番目の杭の杭頭のx座標 (m)
- $\theta_i$  : i番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度 (度)
- $P_{Ni}$  : i番目の杭の杭軸方向力 (kN)
- $P_{Hi}$  : i番目の杭の杭軸直角方向力 (kN)
- $M_{ti}$  : i番目の杭の杭頭に作用するモーメント (kN・m)

杭頭での鉛直反力 $V_i$ 、及び水平反力 $H_i$ は、次式による。

$$\begin{aligned} V_i &= P_{Ni} \cdot \cos \theta_i - P_{Hi} \cdot \sin \theta_i \\ H_i &= P_{Ni} \cdot \sin \theta_i + P_{Hi} \cdot \cos \theta_i \end{aligned}$$

## (2) 杭のばね定数の計算

## 1) 常時

## a) 杭諸元

場所打ち杭  $\phi 1000.0$  (mm)  $L = 18.900$  (m)  
 $K_v = 452850.6$  (kN/m)

## b) 杭の軸直角方向ばね定数

## 杭頭剛結

No	$K_1$ (kN/m)	$K_2$ (kN/rad)	$K_3$ (kN·m/m)	$K_4$ (kN·m/rad)
1	91488.4	206482.2	206482.2	757134.0

## 杭頭ヒンジ

No	$K_1$ (kN/m)	$K_2$ (kN/rad)	$K_3$ (kN·m/m)	$K_4$ (kN·m/rad)
1	35177.5	0.0	0.0	0.0

## 2) レベル1地震時

## a) 杭諸元

場所打ち杭  $\phi 1000.0$  (mm)  $L = 18.900$  (m)  
 $K_v = 452850.6$  (kN/m)

## b) 杭の軸直角方向ばね定数

## 杭頭剛結

No	$K_1$ (kN/m)	$K_2$ (kN/rad)	$K_3$ (kN·m/m)	$K_4$ (kN·m/rad)
1	137115.3	268793.9	268793.9	869813.1

## 杭頭ヒンジ

No	$K_1$ (kN/m)	$K_2$ (kN/rad)	$K_3$ (kN·m/m)	$K_4$ (kN·m/rad)
1	54051.3	0.0	0.0	0.0

ここで、

$K_1$ 、 $K_3$  : 杭頭部の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時、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力 (kN/m) 及び曲げモーメント (kN·m/m)

$K_2$ 、 $K_4$  : 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時、杭頭部に作用させるべき軸直角方向力 (kN/rad) 及び曲げモーメント (kN·m/rad)

## (3) 剛性マトリックス

## 1) 橋軸方向

## a) 常時

杭頭剛結

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 823395.8 & 0.0 & -1858340.0 \\ 0.0 & 4075655.5 & 0.0 \\ -1858340.0 & 0.0 & 23796104.0 \end{bmatrix}$$

杭頭ヒンジ

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 316597.5 & 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 4075655.5 & 0.0 \\ 0.0 & 0.0 & 16981898.0 \end{bmatrix}$$

## b) レベル1地震時

杭頭剛結

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1234037.3 & 0.0 & -2419145.0 \\ 0.0 & 4075655.5 & 0.0 \\ -2419145.0 & 0.0 & 24810216.0 \end{bmatrix}$$

杭頭ヒンジ

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 486461.4 & 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 4075655.5 & 0.0 \\ 0.0 & 0.0 & 16981898.0 \end{bmatrix}$$

## 2) 橋軸直角方向

## a) 常時

杭頭剛結

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 823395.8 & 0.0 & -1858340.0 \\ 0.0 & 4075655.5 & 0.0 \\ -1858340.0 & 0.0 & 23796104.0 \end{bmatrix}$$

杭頭ヒンジ

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 316597.5 & 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 4075655.5 & 0.0 \\ 0.0 & 0.0 & 16981898.0 \end{bmatrix}$$

## b) レベル1地震時

杭頭剛結

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1234037.3 & 0.0 & -2419145.0 \\ 0.0 & 4075655.5 & 0.0 \\ -2419145.0 & 0.0 & 24810216.0 \end{bmatrix}$$

杭頭ヒンジ

$$\begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 486461.4 & 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 4075655.5 & 0.0 \\ 0.0 & 0.0 & 16981898.0 \end{bmatrix}$$



## 3-4-2 杭頭変位および杭頭反力

## (1) 橋軸方向

## 1) 常時

## a) 杭頭剛結

・杭群中心作用力

$$\begin{aligned} V_0 &= 13329.66 \text{ (kN)} \\ H_0 &= 0.00 \text{ (kN)} \\ M_0 &= 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・変位の計算

$$\begin{aligned} \delta_x &= 0.000 \text{ (mm)} \\ \delta_y &= 3.271 \text{ (mm)} \\ \alpha &= 0.00000 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \end{aligned}$$

・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN $\cdot$ m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	-2.500	3	-0.0	1481.07	0.00	0.00	1481.07	0.00
2	0.000	3	-0.0	1481.07	0.00	0.00	1481.07	0.00
3	2.500	3	-0.0	1481.07	0.00	0.00	1481.07	0.00

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 0.000 \text{ (mm)} < \delta_a = 15.00 \text{ (mm)} && \text{OK} \\ P_{N\max} &= 1481.07 \text{ (kN)} < R_a = 2468.15 \text{ (kN)} && \text{OK} \\ P_{N\min} &= 1481.07 \text{ (kN)} > P_a = -1225.26 \text{ (kN)} && \text{OK} \end{aligned}$$

## b) 杭頭ヒンジ

・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN $\cdot$ m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	-2.500	3	-0.0	1481.07	0.00	0.00	1481.07	0.00
2	0.000	3	-0.0	1481.07	0.00	0.00	1481.07	0.00
3	2.500	3	-0.0	1481.07	0.00	0.00	1481.07	0.00

## 2) 常時+浮力

## a) 杭頭剛結

## ・杭群中心作用力

$$\begin{aligned} V_0 &= 11954.86 \text{ (kN)} \\ H_0 &= 0.00 \text{ (kN)} \\ M_0 &= 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

## ・変位の計算

$$\begin{aligned} \delta_x &= 0.000 \text{ (mm)} \\ \delta_y &= 2.933 \text{ (mm)} \\ \alpha &= 0.00000 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \end{aligned}$$

## ・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN $\cdot$ m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	-2.500	3	-0.0	1328.32	0.00	0.00	1328.32	0.00
2	0.000	3	-0.0	1328.32	0.00	0.00	1328.32	0.00
3	2.500	3	-0.0	1328.32	0.00	0.00	1328.32	0.00

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 0.000 \text{ (mm)} < \delta_a = 15.00 \text{ (mm)} && \text{OK} \\ P_{N\max} &= 1328.32 \text{ (kN)} < R_a = 2468.15 \text{ (kN)} && \text{OK} \\ P_{N\min} &= 1328.32 \text{ (kN)} > P_a = -1225.26 \text{ (kN)} && \text{OK} \end{aligned}$$

## b) 杭頭ヒンジ

## ・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN $\cdot$ m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	-2.500	3	-0.0	1328.32	0.00	0.00	1328.32	0.00
2	0.000	3	-0.0	1328.32	0.00	0.00	1328.32	0.00
3	2.500	3	-0.0	1328.32	0.00	0.00	1328.32	0.00

## 3) 地震時(R)

## a) 杭頭剛結

・杭群中心作用力

$$V_0 = 12819.66 \text{ (kN)}$$

$$H_0 = 2515.13 \text{ (kN)}$$

$$M_0 = 22624.44 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

・変位の計算

$$\delta_x = 4.730 \text{ (mm)}$$

$$\delta_y = 3.145 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 1.37309 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN $\cdot$ m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	-2.500	3	-0.0	-130.11	279.46	-77.03	-130.11	279.46
2	0.000	3	-0.0	1424.41	279.46	-77.03	1424.41	279.46
3	2.500	3	-0.0	2978.92	279.46	-77.03	2978.92	279.46

$$\delta_{\max} = 4.730 \text{ (mm)} < \delta_a = 15.00 \text{ (mm)} \quad \text{OK}$$

$$P_{N\max} = 2978.92 \text{ (kN)} < R_a = 3744.31 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

$$P_{N\min} = -130.11 \text{ (kN)} > P_a = -2235.28 \text{ (kN)} \quad \text{OK}$$

## b) 杭頭ヒンジ

・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN $\cdot$ m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	-2.500	3	-0.0	-83.89	279.46	0.00	-83.89	279.46
2	0.000	3	-0.0	1424.41	279.46	0.00	1424.41	279.46
3	2.500	3	-0.0	2932.70	279.46	0.00	2932.70	279.46

## 4) 地震時(R) + 浮力

## a) 杭頭剛結

## ・ 杭群中心作用力

$$\begin{aligned} V_0 &= 11752.86 \quad (\text{kN}) \\ H_0 &= 2515.13 \quad (\text{kN}) \\ M_0 &= 22624.44 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

## ・ 変位の計算

$$\begin{aligned} \delta_x &= 4.730 \quad (\text{mm}) \\ \delta_y &= 2.884 \quad (\text{mm}) \\ \alpha &= 1.37309 \times 10^{-3} \quad (\text{rad}) \end{aligned}$$

## ・ 杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN·m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	-2.500	3	-0.0	-248.64	279.46	-77.03	-248.64	279.46
2	0.000	3	-0.0	1305.87	279.46	-77.03	1305.87	279.46
3	2.500	3	-0.0	2860.39	279.46	-77.03	2860.39	279.46

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 4.730 \quad (\text{mm}) < \delta_a = 15.00 \quad (\text{mm}) \quad \text{OK} \\ P_{N\max} &= 2860.39 \quad (\text{kN}) < R_a = 3744.31 \quad (\text{kN}) \quad \text{OK} \\ P_{N\min} &= -248.64 \quad (\text{kN}) > P_a = -2235.28 \quad (\text{kN}) \quad \text{OK} \end{aligned}$$

## b) 杭頭ヒンジ

## ・ 杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN·m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	-2.500	3	-0.0	-202.42	279.46	0.00	-202.42	279.46
2	0.000	3	-0.0	1305.87	279.46	0.00	1305.87	279.46
3	2.500	3	-0.0	2814.17	279.46	0.00	2814.17	279.46

## (2) 橋軸直角方向

## 1) 常時

## a) 杭頭剛結

・杭群中心作用力

$$\begin{aligned} V_0 &= 13419.66 \text{ (kN)} \\ H_0 &= 0.00 \text{ (kN)} \\ M_0 &= 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

・変位の計算

$$\begin{aligned} \delta_x &= 0.000 \text{ (mm)} \\ \delta_y &= 3.293 \text{ (mm)} \\ \alpha &= 0.00000 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \end{aligned}$$

・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN·m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	-2.500	3	-0.0	1491.07	0.00	0.00	1491.07	0.00
2	0.000	3	-0.0	1491.07	0.00	0.00	1491.07	0.00
3	2.500	3	-0.0	1491.07	0.00	0.00	1491.07	0.00

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 0.000 \text{ (mm)} < \delta_a = 15.00 \text{ (mm)} && \text{OK} \\ P_{N\max} &= 1491.07 \text{ (kN)} < R_a = 2468.15 \text{ (kN)} && \text{OK} \\ P_{N\min} &= 1491.07 \text{ (kN)} > P_a = -1225.26 \text{ (kN)} && \text{OK} \end{aligned}$$

## b) 杭頭ヒンジ

・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN·m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	-2.500	3	-0.0	1491.07	0.00	0.00	1491.07	0.00
2	0.000	3	-0.0	1491.07	0.00	0.00	1491.07	0.00
3	2.500	3	-0.0	1491.07	0.00	0.00	1491.07	0.00

## 2) 常時+浮力

## a) 杭頭剛結

## ・杭群中心作用力

$$\begin{aligned} V_0 &= 12044.86 \text{ (kN)} \\ H_0 &= 0.00 \text{ (kN)} \\ M_0 &= 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

## ・変位の計算

$$\begin{aligned} \delta_x &= 0.000 \text{ (mm)} \\ \delta_y &= 2.955 \text{ (mm)} \\ \alpha &= 0.00000 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \end{aligned}$$

## ・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN·m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	-2.500	3	-0.0	1338.32	0.00	0.00	1338.32	0.00
2	0.000	3	-0.0	1338.32	0.00	0.00	1338.32	0.00
3	2.500	3	-0.0	1338.32	0.00	0.00	1338.32	0.00

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 0.000 \text{ (mm)} < \delta_a = 15.00 \text{ (mm)} && \text{OK} \\ P_{N\max} &= 1338.32 \text{ (kN)} < R_a = 2468.15 \text{ (kN)} && \text{OK} \\ P_{N\min} &= 1338.32 \text{ (kN)} > P_a = -1225.26 \text{ (kN)} && \text{OK} \end{aligned}$$

## b) 杭頭ヒンジ

## ・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN·m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	-2.500	3	-0.0	1338.32	0.00	0.00	1338.32	0.00
2	0.000	3	-0.0	1338.32	0.00	0.00	1338.32	0.00
3	2.500	3	-0.0	1338.32	0.00	0.00	1338.32	0.00

## 3) 地震時(R)

## a) 杭頭剛結

・杭群中心作用力  
 $V_0 = 12819.66$  (kN)  
 $H_0 = 2685.13$  (kN)  
 $M_0 = 26784.44$  (kN・m)

・変位の計算  
 $\delta_x = 5.307$  (mm)  
 $\delta_y = 3.145$  (mm)  
 $\alpha = 1.59699 \times 10^{-3}$  (rad)

## ・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN・m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	-2.500	3	-0.0	-383.59	298.35	-37.28	-383.59	298.35
2	0.000	3	-0.0	1424.41	298.35	-37.28	1424.41	298.35
3	2.500	3	-0.0	3232.41	298.35	-37.28	3232.41	298.35

$\delta_{max} = 5.307$  (mm) <  $\delta_a = 15.00$  (mm) OK  
 $P_{Nmax} = 3232.41$  (kN) <  $R_a = 3744.31$  (kN) OK  
 $P_{Nmin} = -383.59$  (kN) >  $P_a = -2235.28$  (kN) OK

## b) 杭頭ヒンジ

## ・杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN・m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	-2.500	3	-0.0	-361.22	298.35	0.00	-361.22	298.35
2	0.000	3	-0.0	1424.41	298.35	0.00	1424.41	298.35
3	2.500	3	-0.0	3210.04	298.35	0.00	3210.04	298.35

## 4) 地震時(R) + 浮力

## a) 杭頭剛結

## ・ 杭群中心作用力

$$\begin{aligned} V_0 &= 11752.86 \quad (\text{kN}) \\ H_0 &= 2685.13 \quad (\text{kN}) \\ M_0 &= 26784.44 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

## ・ 変位の計算

$$\begin{aligned} \delta_x &= 5.307 \quad (\text{mm}) \\ \delta_y &= 2.884 \quad (\text{mm}) \\ \alpha &= 1.59699 \times 10^{-3} \quad (\text{rad}) \end{aligned}$$

## ・ 杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN·m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	-2.500	3	-0.0	-502.13	298.35	-37.28	-502.13	298.35
2	0.000	3	-0.0	1305.87	298.35	-37.28	1305.87	298.35
3	2.500	3	-0.0	3113.87	298.35	-37.28	3113.87	298.35

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 5.307 \quad (\text{mm}) < \delta_a = 15.00 \quad (\text{mm}) \quad \text{OK} \\ P_{N\max} &= 3113.87 \quad (\text{kN}) < R_a = 3744.31 \quad (\text{kN}) \quad \text{OK} \\ P_{N\min} &= -502.13 \quad (\text{kN}) > P_a = -2235.28 \quad (\text{kN}) \quad \text{OK} \end{aligned}$$

## b) 杭頭ヒンジ

## ・ 杭頭作用力

杭列 番号	$x_i$ (m)	本数	$\theta_i$ (度)	$P_{Ni}$ (kN)	$P_{Hi}$ (kN)	$M_{ti}$ (kN·m)	$V_i$ (kN)	$H_i$ (kN)
1	-2.500	3	-0.0	-479.76	298.35	0.00	-479.76	298.35
2	0.000	3	-0.0	1305.87	298.35	0.00	1305.87	298.35
3	2.500	3	-0.0	3091.50	298.35	0.00	3091.50	298.35



## 3-5 杭本体各部の断面力および変位

## (1) 橋軸方向

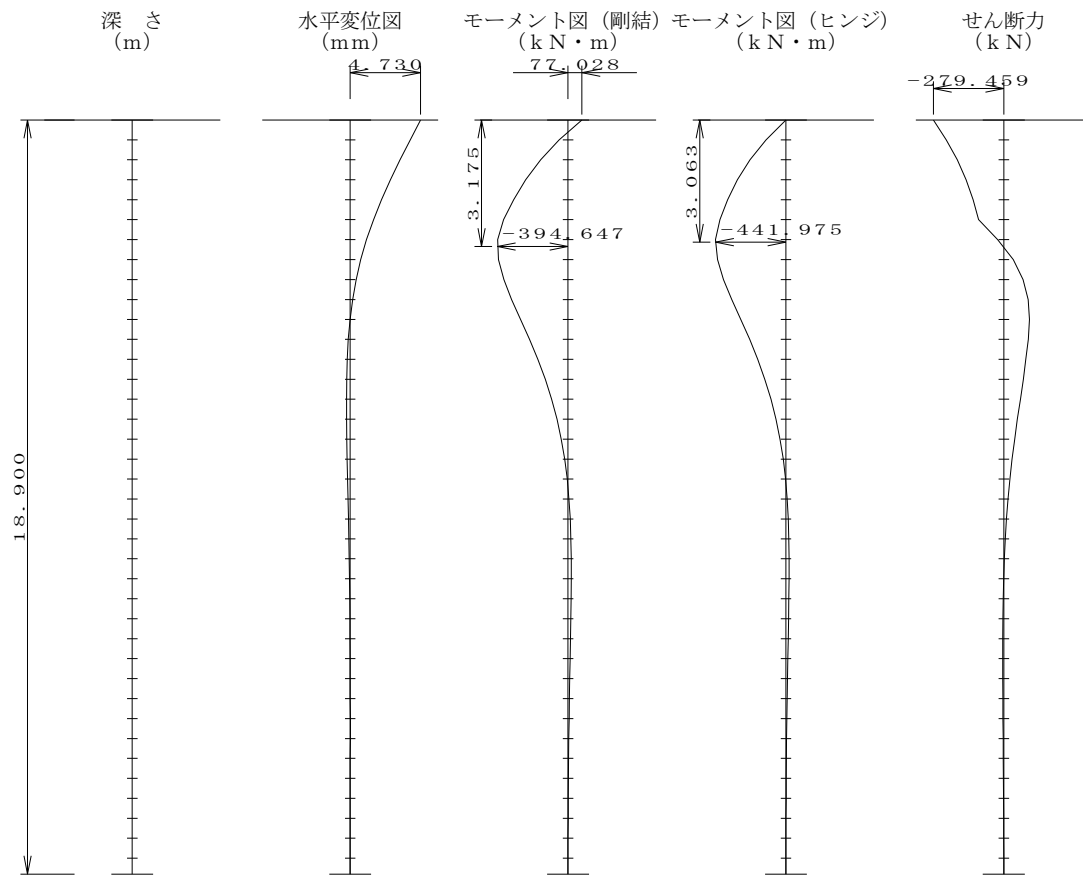
## 1) 地震時(R)

## 1 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛結	ヒンジ	
1	0.000	23326.45	4.730	77.028	0.000	-279.459
2	0.500	23326.45	4.040	-49.580	-125.429	-228.314
3	1.000	23326.45	3.360	-152.623	-225.328	-185.182
4	1.500	23326.45	2.710	-236.058	-304.171	-149.822
5	2.000	23326.45	2.109	-303.664	-366.173	-121.771
6	2.500	23326.45	1.569	-358.942	-415.187	-100.390
7	3.000	139958.69	1.102	-392.508	-441.675	-25.112
8	3.500	139958.69	0.714	-388.167	-429.280	37.952
9	4.000	139958.69	0.405	-358.616	-391.584	76.650
10	4.500	139958.69	0.168	-314.688	-340.054	96.307
11	5.000	139958.69	-0.004	-264.679	-283.381	101.720
12	5.500	139958.69	-0.122	-214.649	-227.837	97.020
13	6.000	93305.79	-0.197	-168.602	-177.472	87.348
14	6.500	93305.79	-0.237	-127.411	-132.846	77.107
15	7.000	93305.79	-0.251	-91.699	-94.453	65.629
16	7.500	93305.79	-0.247	-61.812	-62.559	53.956
17	8.000	93305.79	-0.229	-37.653	-36.972	42.816
18	8.500	93305.79	-0.204	-18.827	-17.200	32.683
19	9.000	93305.79	-0.175	-4.757	-2.570	23.825
20	9.500	93305.79	-0.145	5.229	7.678	16.354
21	10.000	93305.79	-0.116	11.828	14.318	10.267
22	10.500	93305.79	-0.089	15.714	18.090	5.485
23	11.000	93305.79	-0.066	17.509	19.670	1.875
24	11.500	93305.79	-0.046	17.759	19.650	-0.720
25	12.000	93305.79	-0.030	16.930	18.527	-2.468
26	12.500	93305.79	-0.017	15.405	16.708	-3.533
27	13.000	93305.79	-0.007	13.485	14.511	-4.069
28	13.500	93305.79	0.000	11.401	12.177	-4.214
29	14.000	93305.79	0.005	9.317	9.877	-4.085
30	14.500	93305.79	0.008	7.345	7.722	-3.781
31	15.000	93305.79	0.009	5.551	5.779	-3.382
32	15.500	93305.79	0.009	3.968	4.078	-2.948
33	16.000	93305.79	0.009	2.601	2.618	-2.525
34	16.500	233264.48	0.008	1.441	1.389	-2.037
35	17.000	233264.48	0.006	0.630	0.542	-1.238
36	17.500	233264.48	0.005	0.174	0.084	-0.617
37	18.000	233264.48	0.003	-0.019	-0.087	-0.183
38	18.500	233264.48	0.001	-0.041	-0.074	0.062
39	18.900	233264.48	0.000	0.000	0.000	0.122

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	77.028	—————
地中(剛結)	-394.647	3.175
地中(ヒンジ)	-441.975	3.063
1/2モーメント	-220.988	5.564

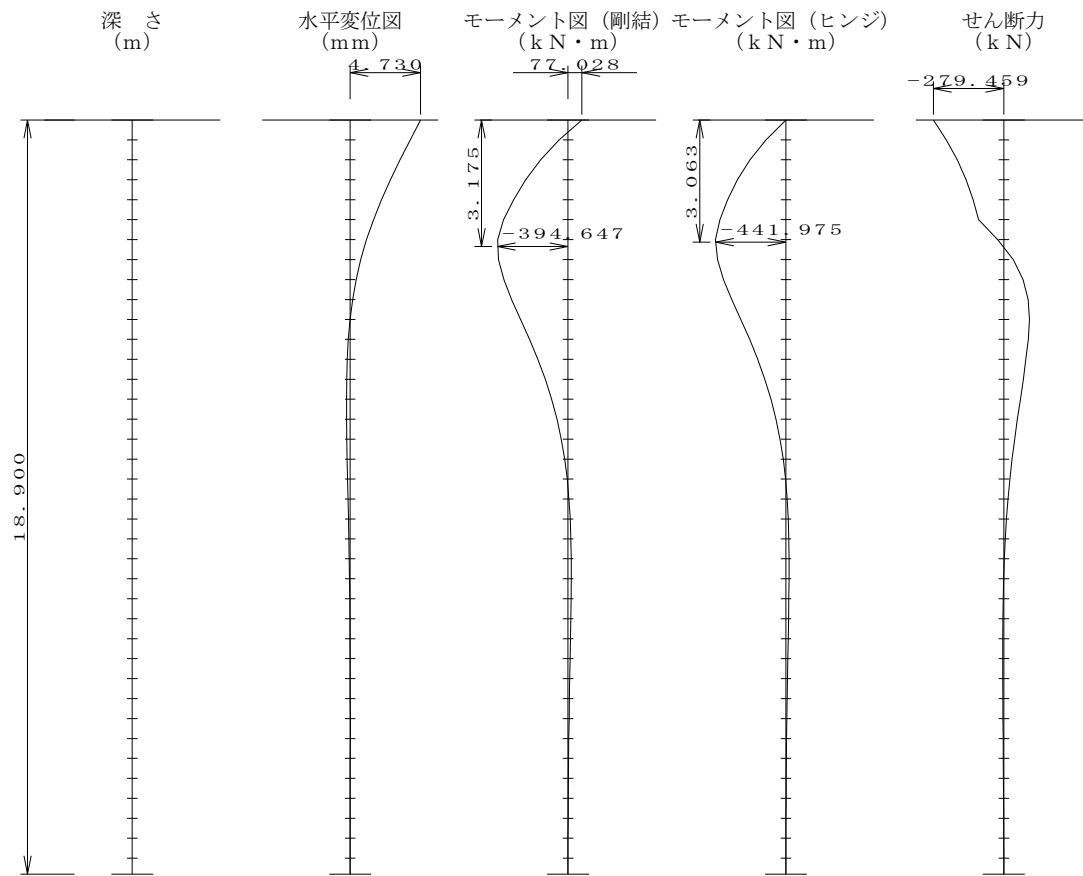


## 3 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛 結	ヒンジ	
1	0.000	23326.45	4.730	77.028	0.000	-279.459
2	0.500	23326.45	4.040	-49.580	-125.429	-228.314
3	1.000	23326.45	3.360	-152.623	-225.328	-185.182
4	1.500	23326.45	2.710	-236.058	-304.171	-149.822
5	2.000	23326.45	2.109	-303.664	-366.173	-121.771
6	2.500	23326.45	1.569	-358.942	-415.187	-100.390
7	3.000	139958.69	1.102	-392.508	-441.675	-25.112
8	3.500	139958.69	0.714	-388.167	-429.280	37.952
9	4.000	139958.69	0.405	-358.616	-391.584	76.650
10	4.500	139958.69	0.168	-314.688	-340.054	96.307
11	5.000	139958.69	-0.004	-264.679	-283.381	101.720
12	5.500	139958.69	-0.122	-214.649	-227.837	97.020
13	6.000	93305.79	-0.197	-168.602	-177.472	87.348
14	6.500	93305.79	-0.237	-127.411	-132.846	77.107
15	7.000	93305.79	-0.251	-91.699	-94.453	65.629
16	7.500	93305.79	-0.247	-61.812	-62.559	53.956
17	8.000	93305.79	-0.229	-37.653	-36.972	42.816
18	8.500	93305.79	-0.204	-18.827	-17.200	32.683
19	9.000	93305.79	-0.175	-4.757	-2.570	23.825
20	9.500	93305.79	-0.145	5.229	7.678	16.354
21	10.000	93305.79	-0.116	11.828	14.318	10.267
22	10.500	93305.79	-0.089	15.714	18.090	5.485
23	11.000	93305.79	-0.066	17.509	19.670	1.875
24	11.500	93305.79	-0.046	17.759	19.650	-0.720
25	12.000	93305.79	-0.030	16.930	18.527	-2.468
26	12.500	93305.79	-0.017	15.405	16.708	-3.533
27	13.000	93305.79	-0.007	13.485	14.511	-4.069
28	13.500	93305.79	0.000	11.401	12.177	-4.214
29	14.000	93305.79	0.005	9.317	9.877	-4.085
30	14.500	93305.79	0.008	7.345	7.722	-3.781
31	15.000	93305.79	0.009	5.551	5.779	-3.382
32	15.500	93305.79	0.009	3.968	4.078	-2.948
33	16.000	93305.79	0.009	2.601	2.618	-2.525
34	16.500	233264.48	0.008	1.441	1.389	-2.037
35	17.000	233264.48	0.006	0.630	0.542	-1.238
36	17.500	233264.48	0.005	0.174	0.084	-0.617
37	18.000	233264.48	0.003	-0.019	-0.087	-0.183
38	18.500	233264.48	0.001	-0.041	-0.074	0.062
39	18.900	233264.48	0.000	0.000	0.000	0.122

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	77.028	—
地中(剛 結)	-394.647	3.175
地中(ヒンジ)	-441.975	3.063
1/2モーメント	-220.988	5.564



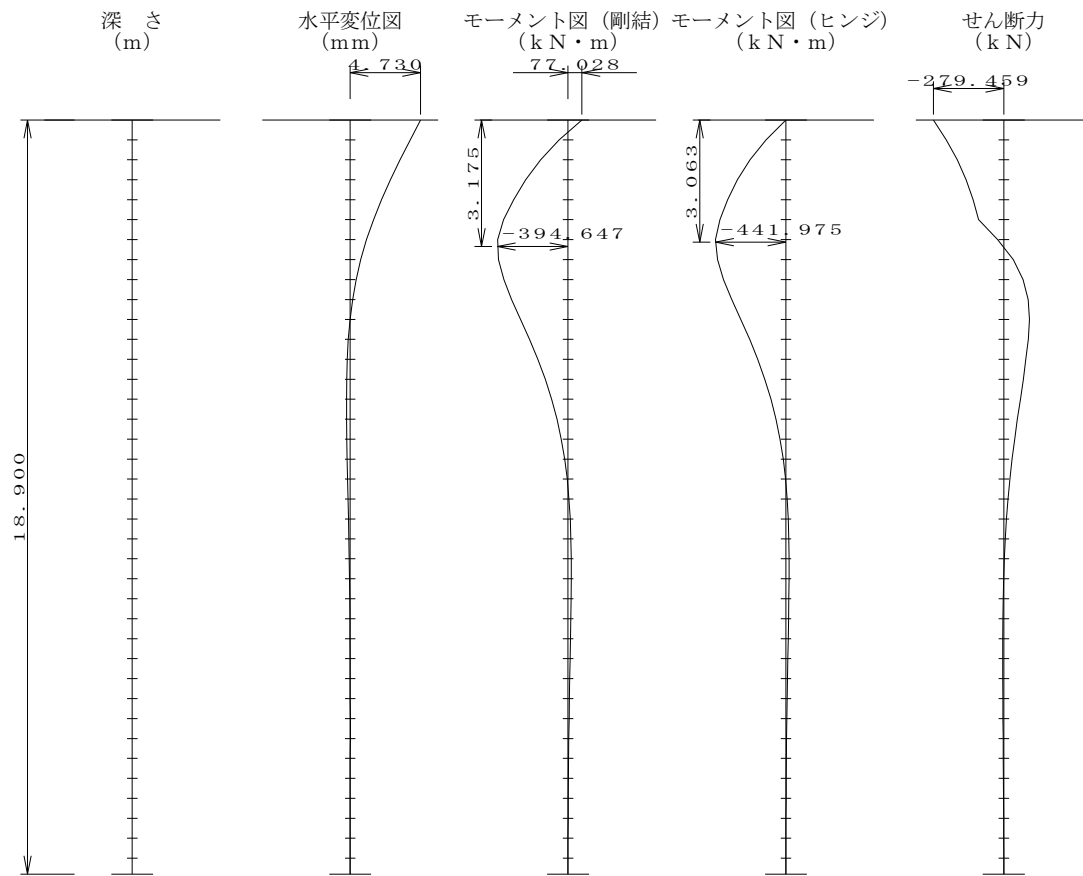
## 2) 地震時(R)+浮力

## 1 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛結	ヒンジ	
1	0.000	23326.45	4.730	77.028	0.000	-279.459
2	0.500	23326.45	4.040	-49.580	-125.429	-228.314
3	1.000	23326.45	3.360	-152.623	-225.328	-185.182
4	1.500	23326.45	2.710	-236.058	-304.171	-149.822
5	2.000	23326.45	2.109	-303.664	-366.173	-121.771
6	2.500	23326.45	1.569	-358.942	-415.187	-100.390
7	3.000	139958.69	1.102	-392.508	-441.675	-25.112
8	3.500	139958.69	0.714	-388.167	-429.280	37.952
9	4.000	139958.69	0.405	-358.616	-391.584	76.650
10	4.500	139958.69	0.168	-314.688	-340.054	96.307
11	5.000	139958.69	-0.004	-264.679	-283.381	101.720
12	5.500	139958.69	-0.122	-214.649	-227.837	97.020
13	6.000	93305.79	-0.197	-168.602	-177.472	87.348
14	6.500	93305.79	-0.237	-127.411	-132.846	77.107
15	7.000	93305.79	-0.251	-91.699	-94.453	65.629
16	7.500	93305.79	-0.247	-61.812	-62.559	53.956
17	8.000	93305.79	-0.229	-37.653	-36.972	42.816
18	8.500	93305.79	-0.204	-18.827	-17.200	32.683
19	9.000	93305.79	-0.175	-4.757	-2.570	23.825
20	9.500	93305.79	-0.145	5.229	7.678	16.354
21	10.000	93305.79	-0.116	11.828	14.318	10.267
22	10.500	93305.79	-0.089	15.714	18.090	5.485
23	11.000	93305.79	-0.066	17.509	19.670	1.875
24	11.500	93305.79	-0.046	17.759	19.650	-0.720
25	12.000	93305.79	-0.030	16.930	18.527	-2.468
26	12.500	93305.79	-0.017	15.405	16.708	-3.533
27	13.000	93305.79	-0.007	13.485	14.511	-4.069
28	13.500	93305.79	0.000	11.401	12.177	-4.214
29	14.000	93305.79	0.005	9.317	9.877	-4.085
30	14.500	93305.79	0.008	7.345	7.722	-3.781
31	15.000	93305.79	0.009	5.551	5.779	-3.382
32	15.500	93305.79	0.009	3.968	4.078	-2.948
33	16.000	93305.79	0.009	2.601	2.618	-2.525
34	16.500	233264.48	0.008	1.441	1.389	-2.037
35	17.000	233264.48	0.006	0.630	0.542	-1.238
36	17.500	233264.48	0.005	0.174	0.084	-0.617
37	18.000	233264.48	0.003	-0.019	-0.087	-0.183
38	18.500	233264.48	0.001	-0.041	-0.074	0.062
39	18.900	233264.48	0.000	0.000	0.000	0.122

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	77.028	-----
地中(剛結)	-394.647	3.175
地中(ヒンジ)	-441.975	3.063
1/2モーメント	-220.988	5.564

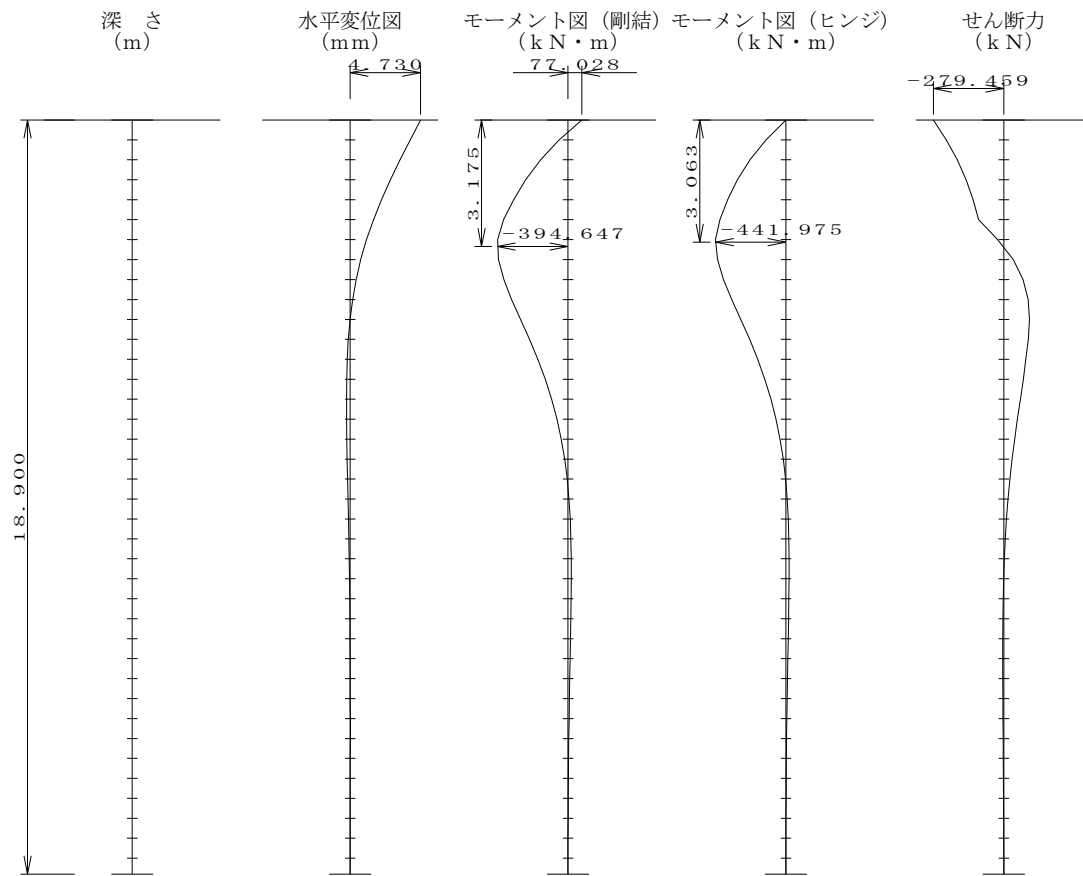


## 3 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛 結	ヒンジ	
1	0.000	23326.45	4.730	77.028	0.000	-279.459
2	0.500	23326.45	4.040	-49.580	-125.429	-228.314
3	1.000	23326.45	3.360	-152.623	-225.328	-185.182
4	1.500	23326.45	2.710	-236.058	-304.171	-149.822
5	2.000	23326.45	2.109	-303.664	-366.173	-121.771
6	2.500	23326.45	1.569	-358.942	-415.187	-100.390
7	3.000	139958.69	1.102	-392.508	-441.675	-25.112
8	3.500	139958.69	0.714	-388.167	-429.280	37.952
9	4.000	139958.69	0.405	-358.616	-391.584	76.650
10	4.500	139958.69	0.168	-314.688	-340.054	96.307
11	5.000	139958.69	-0.004	-264.679	-283.381	101.720
12	5.500	139958.69	-0.122	-214.649	-227.837	97.020
13	6.000	93305.79	-0.197	-168.602	-177.472	87.348
14	6.500	93305.79	-0.237	-127.411	-132.846	77.107
15	7.000	93305.79	-0.251	-91.699	-94.453	65.629
16	7.500	93305.79	-0.247	-61.812	-62.559	53.956
17	8.000	93305.79	-0.229	-37.653	-36.972	42.816
18	8.500	93305.79	-0.204	-18.827	-17.200	32.683
19	9.000	93305.79	-0.175	-4.757	-2.570	23.825
20	9.500	93305.79	-0.145	5.229	7.678	16.354
21	10.000	93305.79	-0.116	11.828	14.318	10.267
22	10.500	93305.79	-0.089	15.714	18.090	5.485
23	11.000	93305.79	-0.066	17.509	19.670	1.875
24	11.500	93305.79	-0.046	17.759	19.650	-0.720
25	12.000	93305.79	-0.030	16.930	18.527	-2.468
26	12.500	93305.79	-0.017	15.405	16.708	-3.533
27	13.000	93305.79	-0.007	13.485	14.511	-4.069
28	13.500	93305.79	0.000	11.401	12.177	-4.214
29	14.000	93305.79	0.005	9.317	9.877	-4.085
30	14.500	93305.79	0.008	7.345	7.722	-3.781
31	15.000	93305.79	0.009	5.551	5.779	-3.382
32	15.500	93305.79	0.009	3.968	4.078	-2.948
33	16.000	93305.79	0.009	2.601	2.618	-2.525
34	16.500	233264.48	0.008	1.441	1.389	-2.037
35	17.000	233264.48	0.006	0.630	0.542	-1.238
36	17.500	233264.48	0.005	0.174	0.084	-0.617
37	18.000	233264.48	0.003	-0.019	-0.087	-0.183
38	18.500	233264.48	0.001	-0.041	-0.074	0.062
39	18.900	233264.48	0.000	0.000	0.000	0.122

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	77.028	—
地中(剛 結)	-394.647	3.175
地中(ヒンジ)	-441.975	3.063
1/2モーメント	-220.988	5.564





## (2) 橋軸直角方向

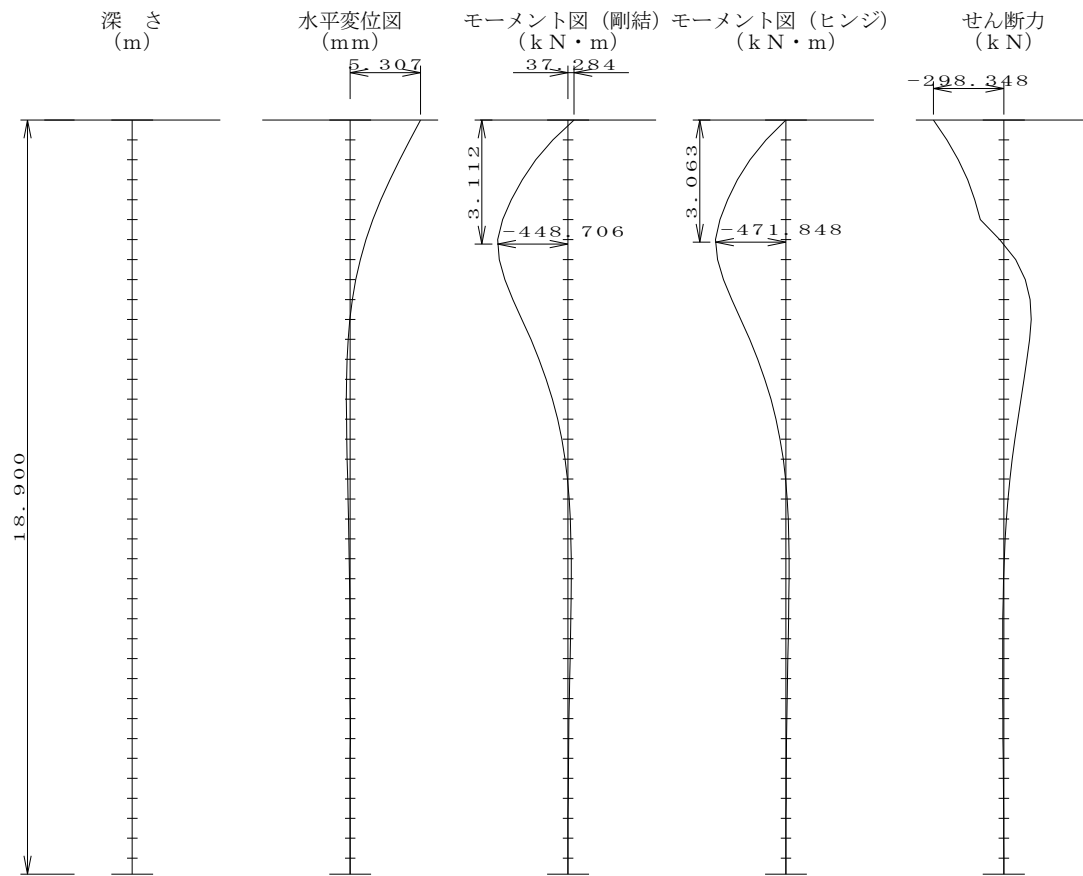
## 1) 地震時(R)

## 1 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛 結	ヒンジ	
1	0.000	23326.45	5.307	37.284	0.000	-298.348
2	0.500	23326.45	4.509	-97.193	-133.907	-241.114
3	1.000	23326.45	3.731	-205.366	-240.558	-193.091
4	1.500	23326.45	2.994	-291.762	-324.730	-153.922
5	2.000	23326.45	2.317	-360.667	-390.923	-123.015
6	2.500	23326.45	1.712	-416.025	-443.249	-99.595
7	3.000	139958.69	1.193	-447.730	-471.529	-17.787
8	3.500	139958.69	0.763	-438.395	-458.295	50.119
9	4.000	139958.69	0.423	-402.094	-418.051	91.117
10	4.500	139958.69	0.164	-350.761	-363.039	111.199
11	5.000	139958.69	-0.024	-293.483	-302.535	115.729
12	5.500	139958.69	-0.151	-236.853	-243.237	109.301
13	6.000	93305.79	-0.231	-185.175	-189.468	97.726
14	6.500	93305.79	-0.272	-139.194	-141.825	85.874
15	7.000	93305.79	-0.285	-99.505	-100.838	72.784
16	7.500	93305.79	-0.278	-66.426	-66.787	59.588
17	8.000	93305.79	-0.257	-39.801	-39.471	47.076
18	8.500	93305.79	-0.228	-19.150	-18.363	35.753
19	9.000	93305.79	-0.194	-3.802	-2.743	25.898
20	9.500	93305.79	-0.160	7.012	8.197	17.622
21	10.000	93305.79	-0.128	14.080	15.285	10.907
22	10.500	93305.79	-0.098	18.163	19.313	5.655
23	11.000	93305.79	-0.072	19.954	21.000	1.712
24	11.500	93305.79	-0.050	20.062	20.978	-1.104
25	12.000	93305.79	-0.032	19.006	19.779	-2.981
26	12.500	93305.79	-0.017	17.206	17.837	-4.107
27	13.000	93305.79	-0.007	14.995	15.492	-4.653
28	13.500	93305.79	0.001	12.625	13.001	-4.771
29	14.000	93305.79	0.006	10.273	10.544	-4.594
30	14.500	93305.79	0.009	8.061	8.244	-4.230
31	15.000	93305.79	0.010	6.060	6.170	-3.766
32	15.500	93305.79	0.011	4.300	4.353	-3.270
33	16.000	93305.79	0.010	2.787	2.795	-2.790
34	16.500	233264.48	0.009	1.508	1.483	-2.239
35	17.000	233264.48	0.007	0.621	0.579	-1.341
36	17.500	233264.48	0.005	0.133	0.090	-0.646
37	18.000	233264.48	0.003	-0.060	-0.093	-0.161
38	18.500	233264.48	0.001	-0.063	-0.079	0.113
39	18.900	233264.48	0.000	0.000	0.000	0.180

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	37.284	—
地中(剛 結)	-448.706	3.112
地中(ヒンジ)	-471.848	3.063
1/2モーメント	-235.924	5.564

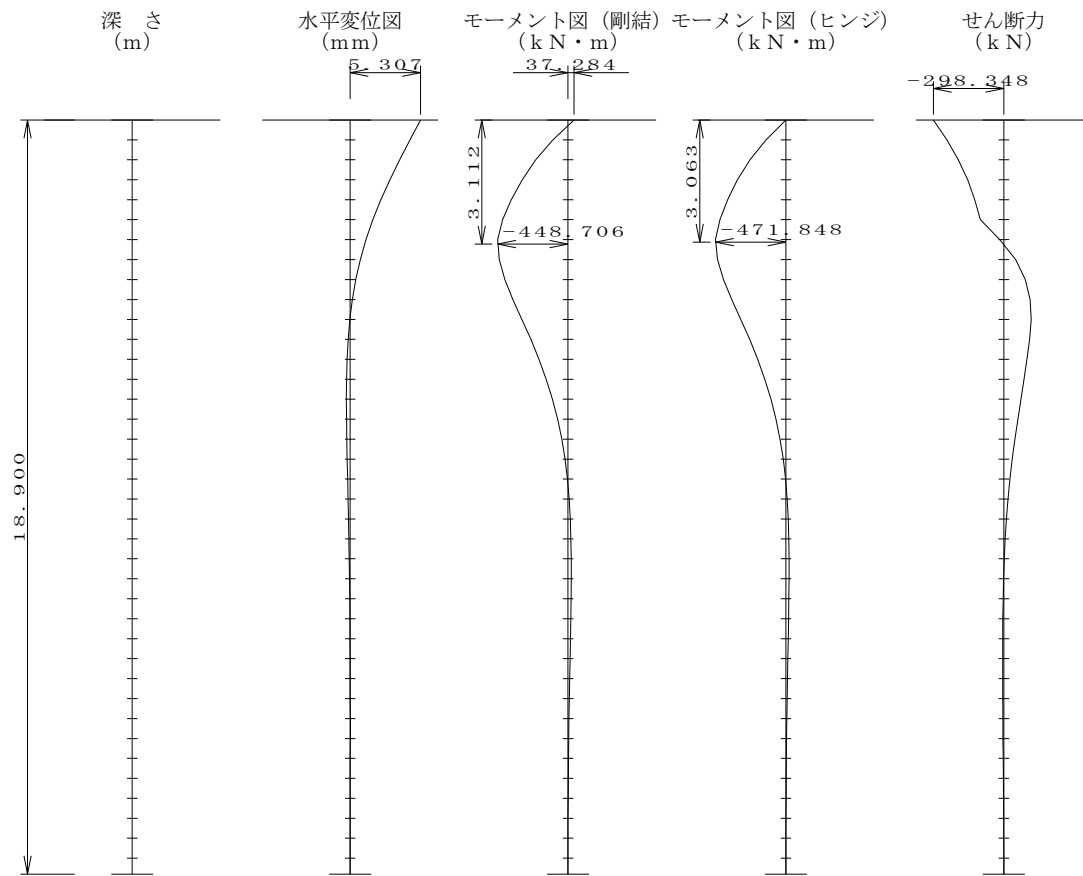


## 3 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛 結	ヒンジ	
1	0.000	23326.45	5.307	37.284	0.000	-298.348
2	0.500	23326.45	4.509	-97.193	-133.907	-241.114
3	1.000	23326.45	3.731	-205.366	-240.558	-193.091
4	1.500	23326.45	2.994	-291.762	-324.730	-153.922
5	2.000	23326.45	2.317	-360.667	-390.923	-123.015
6	2.500	23326.45	1.712	-416.025	-443.249	-99.595
7	3.000	139958.69	1.193	-447.730	-471.529	-17.787
8	3.500	139958.69	0.763	-438.395	-458.295	50.119
9	4.000	139958.69	0.423	-402.094	-418.051	91.117
10	4.500	139958.69	0.164	-350.761	-363.039	111.199
11	5.000	139958.69	-0.024	-293.483	-302.535	115.729
12	5.500	139958.69	-0.151	-236.853	-243.237	109.301
13	6.000	93305.79	-0.231	-185.175	-189.468	97.726
14	6.500	93305.79	-0.272	-139.194	-141.825	85.874
15	7.000	93305.79	-0.285	-99.505	-100.838	72.784
16	7.500	93305.79	-0.278	-66.426	-66.787	59.588
17	8.000	93305.79	-0.257	-39.801	-39.471	47.076
18	8.500	93305.79	-0.228	-19.150	-18.363	35.753
19	9.000	93305.79	-0.194	-3.802	-2.743	25.898
20	9.500	93305.79	-0.160	7.012	8.197	17.622
21	10.000	93305.79	-0.128	14.080	15.285	10.907
22	10.500	93305.79	-0.098	18.163	19.313	5.655
23	11.000	93305.79	-0.072	19.954	21.000	1.712
24	11.500	93305.79	-0.050	20.062	20.978	-1.104
25	12.000	93305.79	-0.032	19.006	19.779	-2.981
26	12.500	93305.79	-0.017	17.206	17.837	-4.107
27	13.000	93305.79	-0.007	14.995	15.492	-4.653
28	13.500	93305.79	0.001	12.625	13.001	-4.771
29	14.000	93305.79	0.006	10.273	10.544	-4.594
30	14.500	93305.79	0.009	8.061	8.244	-4.230
31	15.000	93305.79	0.010	6.060	6.170	-3.766
32	15.500	93305.79	0.011	4.300	4.353	-3.270
33	16.000	93305.79	0.010	2.787	2.795	-2.790
34	16.500	233264.48	0.009	1.508	1.483	-2.239
35	17.000	233264.48	0.007	0.621	0.579	-1.341
36	17.500	233264.48	0.005	0.133	0.090	-0.646
37	18.000	233264.48	0.003	-0.060	-0.093	-0.161
38	18.500	233264.48	0.001	-0.063	-0.079	0.113
39	18.900	233264.48	0.000	0.000	0.000	0.180

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	37.284	—
地中(剛 結)	-448.706	3.112
地中(ヒンジ)	-471.848	3.063
1/2モーメント	-235.924	5.564



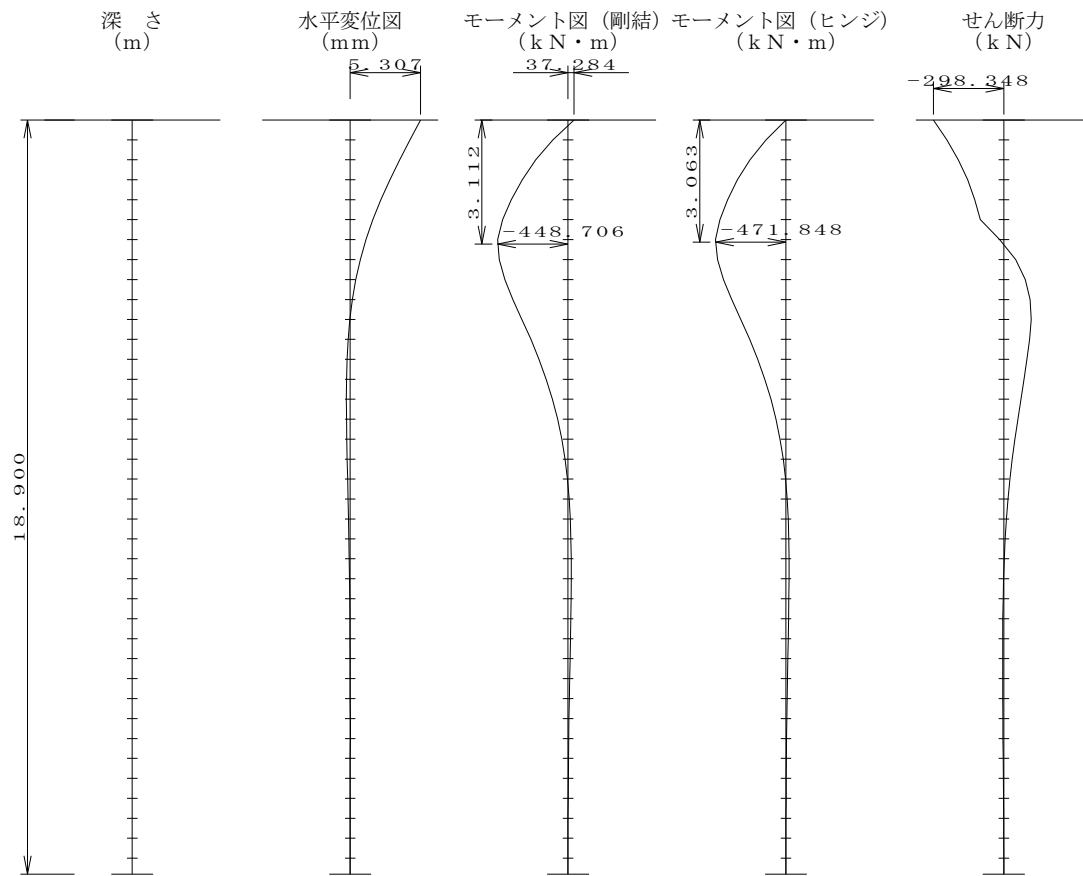
## 2) 地震時(R)+浮力

## 1 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛結	ヒンジ	
1	0.000	23326.45	5.307	37.284	0.000	-298.348
2	0.500	23326.45	4.509	-97.193	-133.907	-241.114
3	1.000	23326.45	3.731	-205.366	-240.558	-193.091
4	1.500	23326.45	2.994	-291.762	-324.730	-153.922
5	2.000	23326.45	2.317	-360.667	-390.923	-123.015
6	2.500	23326.45	1.712	-416.025	-443.249	-99.595
7	3.000	139958.69	1.193	-447.730	-471.529	-17.787
8	3.500	139958.69	0.763	-438.395	-458.295	50.119
9	4.000	139958.69	0.423	-402.094	-418.051	91.117
10	4.500	139958.69	0.164	-350.761	-363.039	111.199
11	5.000	139958.69	-0.024	-293.483	-302.535	115.729
12	5.500	139958.69	-0.151	-236.853	-243.237	109.301
13	6.000	93305.79	-0.231	-185.175	-189.468	97.726
14	6.500	93305.79	-0.272	-139.194	-141.825	85.874
15	7.000	93305.79	-0.285	-99.505	-100.838	72.784
16	7.500	93305.79	-0.278	-66.426	-66.787	59.588
17	8.000	93305.79	-0.257	-39.801	-39.471	47.076
18	8.500	93305.79	-0.228	-19.150	-18.363	35.753
19	9.000	93305.79	-0.194	-3.802	-2.743	25.898
20	9.500	93305.79	-0.160	7.012	8.197	17.622
21	10.000	93305.79	-0.128	14.080	15.285	10.907
22	10.500	93305.79	-0.098	18.163	19.313	5.655
23	11.000	93305.79	-0.072	19.954	21.000	1.712
24	11.500	93305.79	-0.050	20.062	20.978	-1.104
25	12.000	93305.79	-0.032	19.006	19.779	-2.981
26	12.500	93305.79	-0.017	17.206	17.837	-4.107
27	13.000	93305.79	-0.007	14.995	15.492	-4.653
28	13.500	93305.79	0.001	12.625	13.001	-4.771
29	14.000	93305.79	0.006	10.273	10.544	-4.594
30	14.500	93305.79	0.009	8.061	8.244	-4.230
31	15.000	93305.79	0.010	6.060	6.170	-3.766
32	15.500	93305.79	0.011	4.300	4.353	-3.270
33	16.000	93305.79	0.010	2.787	2.795	-2.790
34	16.500	233264.48	0.009	1.508	1.483	-2.239
35	17.000	233264.48	0.007	0.621	0.579	-1.341
36	17.500	233264.48	0.005	0.133	0.090	-0.646
37	18.000	233264.48	0.003	-0.060	-0.093	-0.161
38	18.500	233264.48	0.001	-0.063	-0.079	0.113
39	18.900	233264.48	0.000	0.000	0.000	0.180

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	37.284	-----
地中(剛結)	-448.706	3.112
地中(ヒンジ)	-471.848	3.063
1/2モーメント	-235.924	5.564

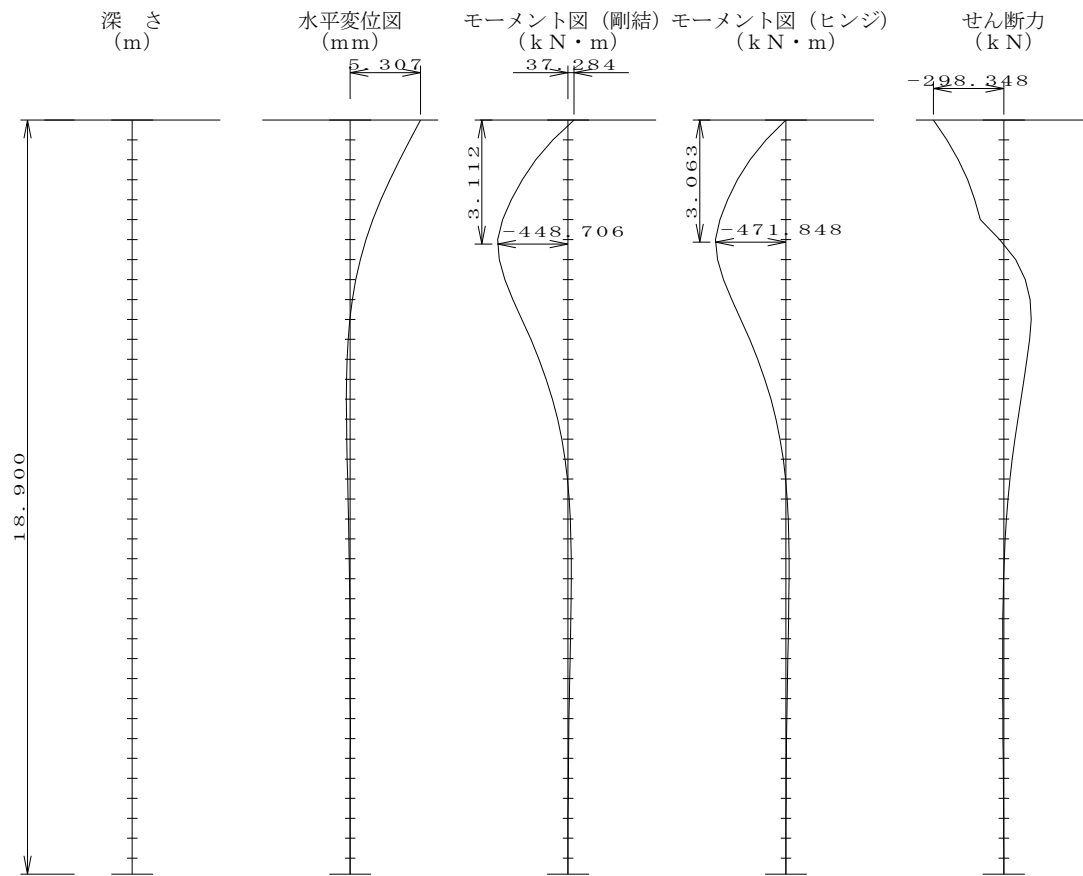


## 3 列目

No	深度 (m)	ばね (kN/m <sup>3</sup> )	変位 (mm)	曲げモーメント(kN・m)		せん断力 (kN)
				剛 結	ヒンジ	
1	0.000	23326.45	5.307	37.284	0.000	-298.348
2	0.500	23326.45	4.509	-97.193	-133.907	-241.114
3	1.000	23326.45	3.731	-205.366	-240.558	-193.091
4	1.500	23326.45	2.994	-291.762	-324.730	-153.922
5	2.000	23326.45	2.317	-360.667	-390.923	-123.015
6	2.500	23326.45	1.712	-416.025	-443.249	-99.595
7	3.000	139958.69	1.193	-447.730	-471.529	-17.787
8	3.500	139958.69	0.763	-438.395	-458.295	50.119
9	4.000	139958.69	0.423	-402.094	-418.051	91.117
10	4.500	139958.69	0.164	-350.761	-363.039	111.199
11	5.000	139958.69	-0.024	-293.483	-302.535	115.729
12	5.500	139958.69	-0.151	-236.853	-243.237	109.301
13	6.000	93305.79	-0.231	-185.175	-189.468	97.726
14	6.500	93305.79	-0.272	-139.194	-141.825	85.874
15	7.000	93305.79	-0.285	-99.505	-100.838	72.784
16	7.500	93305.79	-0.278	-66.426	-66.787	59.588
17	8.000	93305.79	-0.257	-39.801	-39.471	47.076
18	8.500	93305.79	-0.228	-19.150	-18.363	35.753
19	9.000	93305.79	-0.194	-3.802	-2.743	25.898
20	9.500	93305.79	-0.160	7.012	8.197	17.622
21	10.000	93305.79	-0.128	14.080	15.285	10.907
22	10.500	93305.79	-0.098	18.163	19.313	5.655
23	11.000	93305.79	-0.072	19.954	21.000	1.712
24	11.500	93305.79	-0.050	20.062	20.978	-1.104
25	12.000	93305.79	-0.032	19.006	19.779	-2.981
26	12.500	93305.79	-0.017	17.206	17.837	-4.107
27	13.000	93305.79	-0.007	14.995	15.492	-4.653
28	13.500	93305.79	0.001	12.625	13.001	-4.771
29	14.000	93305.79	0.006	10.273	10.544	-4.594
30	14.500	93305.79	0.009	8.061	8.244	-4.230
31	15.000	93305.79	0.010	6.060	6.170	-3.766
32	15.500	93305.79	0.011	4.300	4.353	-3.270
33	16.000	93305.79	0.010	2.787	2.795	-2.790
34	16.500	233264.48	0.009	1.508	1.483	-2.239
35	17.000	233264.48	0.007	0.621	0.579	-1.341
36	17.500	233264.48	0.005	0.133	0.090	-0.646
37	18.000	233264.48	0.003	-0.060	-0.093	-0.161
38	18.500	233264.48	0.001	-0.063	-0.079	0.113
39	18.900	233264.48	0.000	0.000	0.000	0.180

## ・最大曲げモーメント

	モーメント (kN・m)	発生深さ (m)
杭頭	37.284	—
地中(剛 結)	-448.706	3.112
地中(ヒンジ)	-471.848	3.063
1/2モーメント	-235.924	5.564



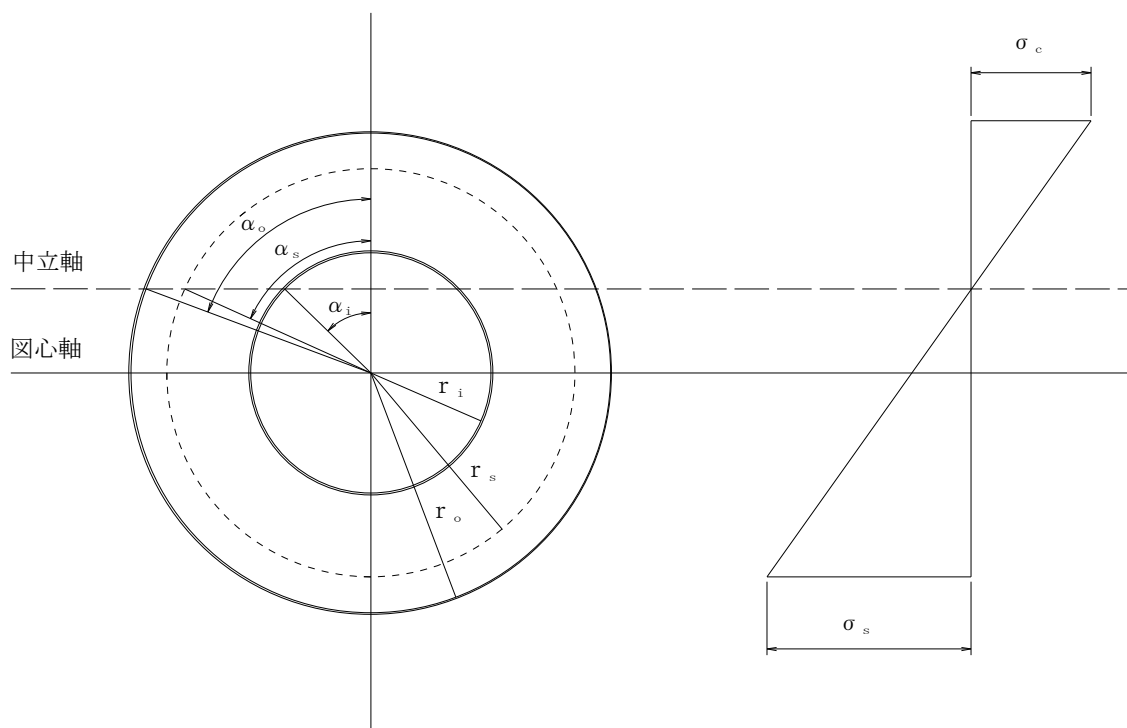


## 3-6 杭本体の応力度照査

## 3-6-1 計算式

## (1) 曲げ応力度

杭に作用する軸方向および曲げモーメントにより杭体に生じる応力度は次式により計算する。



## ① 偏心圧縮力を心内に受ける時

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i} + \frac{M}{Z_i}$$

$$\sigma_c' = \frac{N}{A_i} - \frac{M}{Z_i}$$

## ② 偏心圧縮力を心外に受ける時

$$\sigma_c = \frac{N}{G_i} \cdot r_o \cdot (1 - \cos \alpha_0)$$

$$\sigma_s = \frac{r_s / r_o + \cos \alpha_0}{1 - \cos \alpha_0} \cdot n \cdot \sigma_c$$

$$\sigma_s' = \frac{r_s / r_o - \cos \alpha_0}{1 - \cos \alpha_0} \cdot n \cdot \sigma_c$$

ここに、

- $\sigma_c$  : コンクリートの圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_c'$  : コンクリートの引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_s$  : 鉄筋の圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_s'$  : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- N : 部材に作用する軸力 (N)
- M : 部材に作用する曲げモーメント (N・mm)
- e : 偏心 (mm)
- $A_i$  : 部材断面積 (= 7.8540×10<sup>5</sup> mm<sup>2</sup>)
- $G_i$  : 部材の断面一次モーメント (mm<sup>3</sup>)
- $Z_i$  : 部材の断面係数 (= 9.8175×10<sup>7</sup> mm<sup>3</sup>)
- $r_o$  : 部材の外径 (mm)
- $r_i$  : 部材の内径 (mm)
- $r_s$  : 部材中心から鉄筋までの半径 (mm)
- n : ヤング係数比 ( n = 15 )
- $\alpha_0$  : 中立軸位置における半角 (rad)

## (2) せん断応力度

せん断応力度は以下に示す計算式で算出するものとする。

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d}$$

ここに、

- $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- S : せん断力 (N)
- b : 円形断面を同じ面積の正方形断面に換算したときの部材断面幅 (= 886.2 mm)
- d : 円形断面の1/4鉄筋圆心位置と換算断面の圧縮縁までの距離 (= 759.5 mm)

## (3) 許容せん断応力度

許容せん断応力度は以下に示す計算式で算出するものとする。

$$\tau_{ca} = c_N \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_a$$

ここに、

- $\tau_{ca}$  : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $c_e$  : 部材断面有効高に関する補正係数  
 $c_{pt}$  : 軸方向引張鉄筋比に関する補正係数

$$\text{引張主鉄筋比 } p_t = \frac{\frac{1}{2} A_s}{b \cdot d} \times 100 = \frac{\frac{1}{2} \times 15884.0}{886.2 \times 759.5} \times 100 = 1.180 (\%)$$

- $A_s$  : 軸方向鉄筋量 (= 15884.0 mm<sup>2</sup>)  
 $c_N$  : 軸方向圧縮力による補正係数

$$c_N = 1 + \frac{M_0}{M} \quad (1 \leq c_N \leq 2)$$

- $M_0$  : 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)

$$M_0 = \frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y}$$

- $M$  : 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方向圧縮力 (N)  
 $I_c$  : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (= 4.9087×10<sup>10</sup> mm<sup>4</sup>)  
 $A_c$  : 部材断面積 (= 7.8540×10<sup>5</sup> mm<sup>2</sup>)  
 $y$  : 部材断面の図心軸より部材引張縁までの距離 (= 500.0 mm)  
 $\tau_a$  : 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/mm<sup>2</sup>)

杭径 1000.0 (mm)  
 コンクリートの呼び強度 30.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
 コンクリートの設計基準強度 24.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
 鉄筋材質 SD345

	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	150.0	D32	20	15884.0

## 3-6-2 杭本体の応力度照査

## (1) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	杭列 番号	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)	$\sigma_c$ ( $\sigma_{ca}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ ( $\sigma_{sa}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$ ( $\tau_{ca}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )
1	常時	1	0.00	1481.07	0.00	1.45 (8.00)	-21.70 (200.00)	0.000 (0.785)
		3	0.00	1481.07	0.00	1.45 (8.00)	-21.70 (200.00)	0.000 (0.785)
2	常時+浮力	1	0.00	1328.32	0.00	1.30 (8.00)	-19.46 (200.00)	0.000 (0.785)
		3	0.00	1328.32	0.00	1.30 (8.00)	-19.46 (200.00)	0.000 (0.785)
3	地震時(R)	1	441.98	-130.11	279.46	5.67 (12.00)	131.20 (300.00)	0.415 (0.597)
		3	441.98	2978.92	279.46	6.40 (12.00)	-80.27 (300.00)	0.415 (1.100)
4	地震時(R)+浮力	1	441.98	-248.64	279.46	5.64 (12.00)	139.91 (300.00)	0.415 (0.597)
		3	441.98	2860.39	279.46	6.30 (12.00)	-78.65 (300.00)	0.415 (1.080)

## 許容せん断応力度の算出

《 軸力の影響による補正係数  $c_N$  》

No	荷重ケース名称	杭列	M (kN・m)	N (kN)	$M_0$ (kN・m)	$c_N$
1	常時	1	0.00	1481.07	185.13	2.000
		3	0.00	1481.07	185.13	2.000
2	常時+浮力	1	0.00	1328.32	166.04	2.000
		3	0.00	1328.32	166.04	2.000
3	地震時(R)	1	441.98	-130.11	-16.26	1.000
		3	441.98	2978.92	372.36	1.843
4	地震時(R)+浮力	1	441.98	-248.64	-31.08	1.000
		3	441.98	2860.39	357.55	1.809

《 許容せん断応力度 》

No	荷重ケース名称	杭列	$\tau_{al}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$c_N$	$c_e$	$c_{pt}$	$\tau_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )
1	常時	1	0.230	2.000	1.137	1.500	0.785
		3	0.230	2.000	1.137	1.500	0.785
2	常時+浮力	1	0.230	2.000	1.137	1.500	0.785
		3	0.230	2.000	1.137	1.500	0.785
3	地震時(R)	1	0.350	1.000	1.137	1.500	0.597
		3	0.350	1.843	1.137	1.500	1.100
4	地震時(R)+浮力	1	0.350	1.000	1.137	1.500	0.597
		3	0.350	1.809	1.137	1.500	1.080

## (2) 橋軸直角方向

No	荷重ケース名称	杭列 番号	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)	$\sigma_c$ ( $\sigma_{ca}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ ( $\sigma_{sa}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau$ ( $\tau_{ca}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )
1	常時	1	0.00	1491.07	0.00	1.46 (8.00)	-21.85 (200.00)	0.000 (0.785)
		3	0.00	1491.07	0.00	1.46 (8.00)	-21.85 (200.00)	0.000 (0.785)
2	常時+浮力	1	0.00	1338.32	0.00	1.31 (8.00)	-19.61 (200.00)	0.000 (0.785)
		3	0.00	1338.32	0.00	1.31 (8.00)	-19.61 (200.00)	0.000 (0.785)
3	地震時(R)	1	471.85	-383.59	298.35	5.98 (12.00)	158.13 (300.00)	0.443 (0.597)
		3	471.85	3232.41	298.35	6.88 (12.00)	-86.42 (300.00)	0.443 (1.108)
4	地震時(R)+浮力	1	471.85	-502.13	298.35	5.94 (12.00)	166.98 (300.00)	0.443 (0.597)
		3	471.85	3113.87	298.35	6.78 (12.00)	-84.78 (300.00)	0.443 (1.090)

## 許容せん断応力度の算出

《 軸力の影響による補正係数  $c_N$  》

No	荷重ケース名称	杭列	M (kN・m)	N (kN)	$M_0$ (kN・m)	$c_N$
1	常時	1	0.00	1491.07	186.38	2.000
		3	0.00	1491.07	186.38	2.000
2	常時+浮力	1	0.00	1338.32	167.29	2.000
		3	0.00	1338.32	167.29	2.000
3	地震時(R)	1	471.85	-383.59	-47.95	1.000
		3	471.85	3232.41	404.05	1.856
4	地震時(R)+浮力	1	471.85	-502.13	-62.77	1.000
		3	471.85	3113.87	389.23	1.825

《 許容せん断応力度 》

No	荷重ケース名称	杭列	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$c_N$	$c_e$	$c_{pt}$	$\tau_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )
1	常時	1	0.230	2.000	1.137	1.500	0.785
		3	0.230	2.000	1.137	1.500	0.785
2	常時+浮力	1	0.230	2.000	1.137	1.500	0.785
		3	0.230	2.000	1.137	1.500	0.785
3	地震時(R)	1	0.350	1.000	1.137	1.500	0.597
		3	0.350	1.856	1.137	1.500	1.108
4	地震時(R)+浮力	1	0.350	1.000	1.137	1.500	0.597
		3	0.350	1.825	1.137	1.500	1.090

## 3-7 フーチングの剛体判定

$$\begin{aligned}
 k &= k_p \\
 &= K_v \frac{n}{L \cdot B} \\
 &= 452851 \times \frac{9}{7.000 \times 7.000}
 \end{aligned}$$

$$= 83177 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= 4\sqrt{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} \\
 &= 4\sqrt{\frac{3 \times 83177}{2.50 \times 10^7 \times 1.800^3}} \\
 &= 0.203 \text{ m}^{-1}
 \end{aligned}$$

$$\lambda = \max( l , b ) = 2.400 \text{ m}$$

$$l \leq L/2$$

$$b \leq B/2$$

$$\therefore l \leq b$$

以上より、 $\beta \lambda = 0.488$

$$= 0.488 \leq 1.0$$

$\therefore$  このフーチングは剛体として取り扱ってよい。

ここで、

- $k_p$  : 換算地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $K_v$  : 1本の杭の軸方向ばね定数 (kN/m)
- $n$  : 杭本数
- $L$  : フーチングの幅 (m)
- $B$  : フーチングの奥行 (m)
- $E$  : フーチングのヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $h$  : フーチングの平均厚さ (m)
- $\lambda$  : フーチングの換算突出長 (m)