

# 基礎の設計サンプルデータ

詳細出力例

Kui\_2

PHC 杭・中掘り杭(セメントミルク噴出攪拌)  
サンプルデータ

# 目次

1章 設計条件	1
1.1 一般事項	1
1.2 杭の条件	1
1.3 使用材料および許容応力度	1
1.4 杭配置図・側面図	2
1.5 地層データ	2
1.6 バネ定数および許容支持力・引抜力	3
1.7 作用力	5
2章 安定計算	6
2.1 杭軸直角方向バネ定数	6
2.2 杭基礎の剛性行列	7
2.3 杭反力及び変位の計算	9
3章 断面計算	11
3.1 杭体断面力	11
3.2 杭体モーメント図	19
3.3 杭体応力度	27
4章 基礎杭計算結果一覧表	32
5章 予備計算	33
5.1 水平方向地盤反力係数	33
5.2 杭軸方向鉛直バネ定数	37
5.3 許容支持力・引抜力の計算	38
6章 杭頭結合計算	48
6.1 設計条件	48
6.2 杭頭とフーチング結合部の応力度照査	49
6.3 仮想鉄筋コンクリート断面照査	50
6.4 杭頭補強鉄筋の定着長	51
6.5 杭頭カットオフ区間の杭本体照査	52
7章 レベル2地震時の照査	55
7.1 設計条件	55
7.2 計算結果一覧表	74
7.3 荷重変位曲線	75
7.4 底版照査	76
7.4.1 設計条件	76
7.4.2 形状寸法図	77
7.4.3 照査位置	78
7.4.4 断面力算出	79
7.5 予備計算	80
7.5.1 M -	80
7.5.2 水平方向地盤反力係数	82
7.5.3 地盤反力度の上限値	86
7.5.4 押込み支持力の上限値	95
7.5.5 引抜き支持力の上限値	100
8章 基礎バネ計算	103
8.1 水平方向地盤反力係数	103
8.2 杭軸直角方向バネ定数，杭軸方向バネ定数	107
8.3 固有周期算定用地盤バネ定数	108

# 1章 設計条件

## 1.1 一般事項

- ・データファイル名 : Kui\_2.F8F
- ・タイトル :
- ・コメント :

## 1.2 杭の条件

- ・杭種 : PHC杭
- ・施工工法 : 中掘り杭 (セメントミルク噴出攪拌)
- ・杭頭結合条件 : 剛結・ヒンジ
- ・杭先端条件 : ヒンジ
- ・杭の種類 : 支持杭
- ・杭の許容変位量 常時 : 15.0 (mm)
- 地震時 : 15.0 (mm)
- ・杭体のヤング係数 :  $4.00 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)
- ・杭本数 : 20 (本)

type	杭径(mm)	厚さ(mm)	設計杭長(m)	種類
1	800.0	110.0	26.00	B種
2	800.0	110.0	27.00	B種
3	800.0	110.0	28.00	B種
4	800.0	110.0	29.00	B種

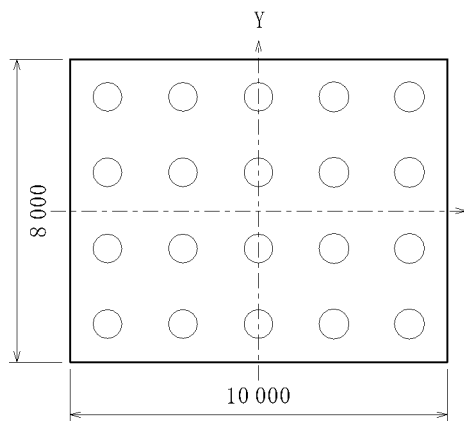
## 1.3 使用材料および許容応力度

設計基準強度 ck = 80.00(N/mm<sup>2</sup>)

単位 : N/mm<sup>2</sup>

No	割増係数	許容曲げ圧縮応力度 ca	許容曲げ引張応力度 ta		許容せん断応力度 a
			ce < 7.8	ce ≥ 7.8	
1	1.00	27.00	0.00	0.00	0.850
2	1.50	40.00	3.00	5.00	1.275

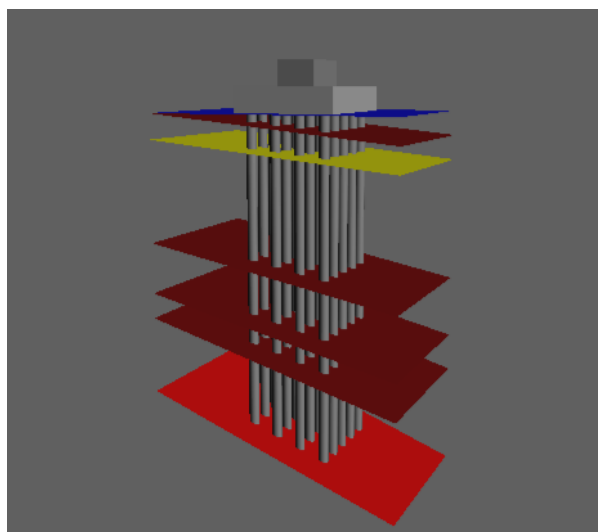
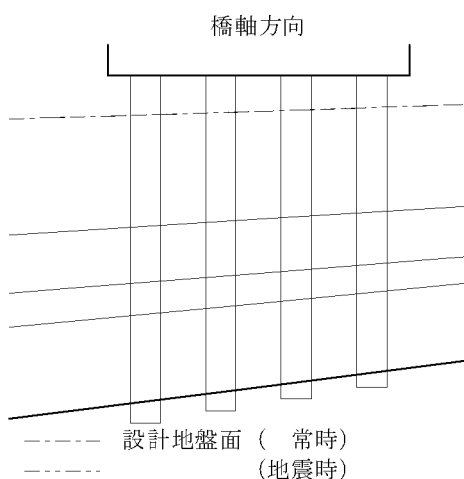
### 1.4 杭配置図・側面図



杭頭座標

No	X方向	Y方向
1	-4.000	3.000
2	-2.000	1.000
3	0.000	-1.000
4	2.000	-3.000
5	4.000	—

杭1本ごとの座標ではなく  
各方向の座標を示す。



杭タイプ番号

行列	1	2	3	4	5
1	1	1	1	1	1
2	2	2	2	2	2
3	3	3	3	3	3
4	4	4	4	4	4

### 1.5 地層データ

層No	層種	平均 N 値	・Eo(kN/m <sup>2</sup> )		(kN/m <sup>3</sup> )		f (kN/m <sup>2</sup> )		DE
			常 時	地震時		'	f	fn	
1	粘性土	2.0	5600.0	11200.0	16.00	6.99	0.0	10.0	1.000
2	粘性土	4.0	11200.0	22400.0	16.00	6.99	20.0	20.0	1.000
3	砂質土	20.0	56000.0	112000.0	18.00	8.99	20.0	20.0	1.000
4	粘性土	15.0	42000.0	84000.0	16.00	6.99	75.0	75.0	1.000
5	砂質土	50.0	140000.0	280000.0	19.00	9.99	50.0	50.0	1.000

## 1.6 バネ定数および許容支持力・引抜力

杭タイプ : 1

・杭軸方向バネ定数  $K_v$ (kN/m)

常時	277829
地震時	277829

・許容支持力・引抜力 (kN/本)

許容支持力	常時	1805
	地震時	2709
許容引抜力	常時	389
	地震時	681

・水平方向地盤反力係数  $k_H$ (kN/m<sup>3</sup>)

層No	層厚(m)		橋軸方向		橋軸直角方向	
	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
突出部	2.700	2.700	—————	—————	—————	—————
1	8.700	8.700	4464	8928	4464	8928
2	4.350	4.350	8928	17856	8928	17856
3	2.350	2.350	44640	89279	44640	89279
4	6.700	6.700	33480	66959	33480	66959
5	1.200	1.200	111599	223198	111599	223198

杭タイプ : 2

・杭軸方向バネ定数  $K_v$ (kN/m)

常時	272731
地震時	272731

・許容支持力・引抜力 (kN/本)

許容支持力	常時	1828
	地震時	2744
許容引抜力	常時	405
	地震時	709

・水平方向地盤反力係数  $k_H$ (kN/m<sup>3</sup>)

層No	層厚(m)		橋軸方向		橋軸直角方向	
	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
突出部	2.900	2.900	—————	—————	—————	—————
1	8.900	8.900	4464	8928	4464	8928

層No	層厚(m)		橋軸方向		橋軸直角方向	
	常 時	地震時	常 時	地震時	常 時	地震時
2	4.450	4.450	8928	17856	8928	17856
3	2.450	2.450	44640	89279	44640	89279
4	6.900	6.900	33480	66959	33480	66959
5	1.400	1.400	111599	223198	111599	223198

杭タイプ : 3

・杭軸方向バネ定数  $K_v$ (kN/m)

常 時	267961
地震時	267961

・許容支持力・引抜力 (kN/本)

許容支持力	常 時	1850
	地震時	2778
許容引抜力	常 時	421
	地震時	737

・水平方向地盤反力係数  $k_H$ (kN/m<sup>3</sup>)

層No	層厚(m)		橋軸方向		橋軸直角方向	
	常 時	地震時	常 時	地震時	常 時	地震時
突出部	3.100	3.100	—————	—————	—————	—————
1	9.100	9.100	4464	8928	4464	8928
2	4.550	4.550	8928	17856	8928	17856
3	2.550	2.550	44640	89280	44640	89280
4	7.100	7.100	33480	66960	33480	66960
5	1.600	1.600	111600	223199	111600	223199

杭タイプ : 4

・杭軸方向バネ定数  $K_v$ (kN/m)

常 時	263487
地震時	263487

・許容支持力・引抜力 (kN/本)

許容支持力	常 時	1873
	地震時	2812
許容引抜力	常 時	437
	地震時	765

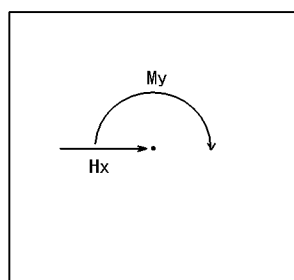
・水平方向地盤反力係数  $kH$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )

層No	層厚(m)		橋軸方向		橋軸直角方向	
	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
突出部	3.300	3.300	—————	—————	—————	—————
1	9.300	9.300	4464	8928	4464	8928
2	4.650	4.650	8928	17856	8928	17856
3	2.650	2.650	44640	89279	44640	89279
4	7.300	7.300	33480	66959	33480	66959
5	1.800	1.800	111599	223198	111599	223198

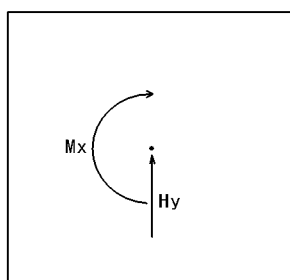
### 1.7 作用力

No	荷重名略称	割増係数	鉛直力 $V$ ( $\text{kN}$ )	水平力 $H_x$ ( $\text{kN}$ )	モーメント $M_y$ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	水平力 $H_y$ ( $\text{kN}$ )	モーメント $M_x$ ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )
1	常時	1.00	16475.8	0.0	0.0	1176.8	3432.4
2	地震時	1.50	12749.1	0.0	0.0	3236.3	14906.6

橋軸直角方向



橋軸方向



## 2章 安定計算

### 2.1 杭軸直角方向バネ定数

#### (1) 橋軸方向

##### a) 杭頭剛結

##### 1) 常時

type	K1 (kN/m)	K2 (kN/rad)	K3 (kN.m/m)	K4 (kN.m/rad)
1	9865	38380	38380	228123
2	9389	37459	37459	226185
3	8936	36540	36540	224194
4	8505	35627	35627	222152

##### 2) 地震時

type	K1 (kN/m)	K2 (kN/rad)	K3 (kN.m/m)	K4 (kN.m/rad)
1	14607	50943	50943	265005
2	13775	49419	49419	262146
3	12992	47913	47913	259192
4	12256	46429	46429	256157

#### (2) 橋軸直角方向

##### a) 杭頭剛結

##### 1) 常時

type	K1 (kN/m)	K2 (kN/rad)	K3 (kN.m/m)	K4 (kN.m/rad)
1	9865	38380	38380	228123
2	9389	37459	37459	226185
3	8936	36540	36540	224194
4	8505	35627	35627	222152

##### 2) 地震時

type	K1 (kN/m)	K2 (kN/rad)	K3 (kN.m/m)	K4 (kN.m/rad)
1	14607	50943	50943	265005
2	13775	49419	49419	262146
3	12992	47913	47913	259192
4	12256	46429	46429	256157



## 2.2 杭基礎の剛性行列

### 1. 変位法による底版中心の変位と外力の関係

$$\begin{bmatrix} V \\ H_x \\ M_y \\ H_y \\ M_x \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{zy} & A_{zy} & A_{zx} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xy} & A_{xy} & A_{xx} \\ A_{yz} & A_{yx} & A_{ay} & A_{ay} & A_{yx} \\ A_{yz} & A_{yx} & A_{ay} & A_{ay} & A_{yx} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xy} & A_{xy} & A_{xx} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta z \\ \delta x \\ \alpha y \\ \delta y \\ \alpha x \end{bmatrix}$$

### 2. 剛性行列要素

$$\begin{aligned} A_{zz} &= (K_v \cdot \cos^2 x + K_{1x} \cdot \sin^2 x + K_{1y} \cdot \sin^2 y) i \\ A_{zx} = A_{xz} &= (K_v \cdot \cos x \cdot \sin x - K_{1x} \cdot \sin x \cdot \cos x) i \\ A_{zy} = A_{yz} &= (K_v \cdot X \cdot \cos^2 x + K_{1x} \cdot X \cdot \sin^2 x + K_{2x} \cdot \sin x + K_{1y} \cdot X \cdot \sin^2 y) i \\ A_{zy} = A_{yz} &= (K_v \cdot \cos y \cdot \sin y - K_{1y} \cdot \sin y \cdot \cos y) i \\ A_{zx} = A_{xz} &= (K_v \cdot Y \cdot \cos^2 x + K_{1x} \cdot Y \cdot \sin^2 x + K_{1y} \cdot Y \cdot \sin^2 y + K_{2y} \cdot \sin y) i \\ A_{xx} &= (K_v \cdot \sin^2 x + K_{1x} \cdot \cos^2 x) i \\ A_{xy} = A_{yx} &= (K_v \cdot X \cdot \sin x \cdot \cos x - K_{1x} \cdot X \cdot \sin x \cdot \cos x - K_{2x} \cdot \cos x) i \\ A_{xy} = A_{yx} &= (K_v \cdot \sin x \cdot \sin y) i \\ A_{xx} = A_{xx} &= (K_v \cdot Y \cdot \cos x \cdot \sin x - K_{1x} \cdot Y \cdot \sin x \cdot \cos x) i \\ A_{ayy} &= \{ K_v \cdot X^2 \cdot \cos^2 x + K_{1x} \cdot X^2 \cdot \sin^2 x \\ &\quad + (K_{2x} + K_{3x}) \cdot X \cdot \sin x + K_{4x} + K_{1y} \cdot X^2 \cdot \sin^2 y \} i \\ A_{ayy} = A_{ayy} &= (K_v \cdot X \cdot \cos y \cdot \sin y - K_{1y} \cdot X \cdot \sin y \cdot \cos y) i \\ A_{ayx} = A_{axy} &= \{ (K_v \cdot \cos^2 x + K_{1x} \cdot \sin^2 x + K_{1y} \cdot \sin^2 y) \cdot X \cdot Y \\ &\quad + K_{3x} \cdot Y \cdot \sin x + K_{2y} \cdot X \cdot \sin y \} i \\ A_{yy} &= (K_v \cdot \sin^2 y + K_{1y} \cdot \cos^2 y) i \\ A_{yax} = A_{axy} &= (K_v \cdot Y \cdot \cos y \cdot \sin y - K_{1y} \cdot Y \cdot \sin y \cdot \cos y - K_{2y} \cdot \cos y) i \\ A_{axx} &= \{ (K_v \cdot \cos^2 x + K_{1x} \cdot \sin^2 x + K_{1y} \cdot \sin^2 y) \cdot Y^2 \\ &\quad + (K_{2y} + K_{3y}) \cdot Y \cdot \sin y + K_{4y} \} i \end{aligned}$$

#### a) 杭頭剛結

##### 1) 常時

$$= \begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{zy} & A_{zy} & A_{zx} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xy} & A_{xy} & A_{xx} \\ A_{yz} & A_{yx} & A_{ay} & A_{ay} & A_{yx} \\ A_{yz} & A_{yx} & A_{ay} & A_{ay} & A_{yx} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xy} & A_{xy} & A_{xx} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 5410040 & 0 & 0 & 0 & 238980 \\ 0 & 183480 & -740033 & 0 & 0 \\ 0 & -740033 & 47783590 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 183480 & -740033 \\ 238980 & 0 & 0 & -740033 & 31565950 \end{bmatrix}$$



### 2.3 杭反力及び変位の計算

$$\begin{bmatrix} P_N \\ P_{Hx} \\ M_{ty} \\ P_{Hy} \\ M_{tx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_v \cdot \cos \theta & K_v \cdot \sin \theta_x & K_v \cdot X \cdot \cos \theta & K_v \cdot \sin \theta_y & K_v \cdot y \cdot \cos \theta \\ -K_{1x} \cdot \sin \theta_x & K_{1x} \cdot \cos \theta_x & -K_{1x} \cdot X \cdot \sin \theta_x - K_{2x} & 0 & -K_{1x} \cdot Y \cdot \sin \theta_x \\ K_{3x} \cdot \sin \theta_x & -K_{3x} \cdot \cos \theta_x & K_{3x} \cdot X \cdot \sin \theta_x + K_{4x} & 0 & K_{3x} \cdot Y \cdot \sin \theta_x \\ -K_{1y} \cdot \sin \theta_y & 0 & -K_{1y} \cdot X \cdot \sin \theta_y & K_{1y} \cdot \cos \theta_y & -K_{1y} \cdot Y \cdot \sin \theta_y - K_{2y} \\ K_{3y} \cdot \sin \theta_y & 0 & K_{3y} \cdot X \cdot \sin \theta_y & -K_{3y} \cdot \cos \theta_y & K_{3y} \cdot Y \cdot \sin \theta_y + K_{4y} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_z \\ \delta_x \\ \alpha_y \\ \delta_y \\ \alpha_x \end{bmatrix}$$

$$z_i = (z + y \cdot X_i + x \cdot Y_i) \cdot \cos i + x \cdot \sin x_i + y \cdot \sin y_i$$

$$x_i = - (z + y \cdot X_i + x \cdot Y_i) \cdot \sin x_i + x \cdot \cos x_i$$

$$y_i = - (z + y \cdot X_i + x \cdot Y_i) \cdot \sin y_i + y \cdot \cos y_i$$

- ここに、
- PNi : 杭軸方向反力(kN/本)
  - PHi : 杭軸直角方向反力(kN/本)
  - Mti : 杭頭モーメント(kN.m/本)
  - Kvi : 杭軸方向バネ定数(kN/m)
  - K1i ~ K4i : 杭軸直角方向バネ定数(kN/m, kN/rad, kN.m/m, kN.m/rad)
  - Xi, Yi : 杭頭座標(m)
    - i : 杭軸が鉛直軸となす角度(rad)
      - i . . . X, Y方向合成角度
      - xi . . . X方向角度
      - yi . . . Y方向角度
  - z : 原点鉛直変位(m)
  - x : 原点水平変位 (X方向) (m)
  - y : 原点回転角 (Y軸回り) (rad)
  - y : 原点水平変位 (Y方向) (m)
  - x : 原点回転角 (X軸回り) (rad)
  - zi : 杭頭の杭軸方向変位(m)
  - xi : 杭頭の杭軸直角方向変位(m) (X方向成分)
  - yi : 杭頭の杭軸直角方向変位(m) (Y方向成分)

注) 式中のiはi番目の杭、xはX方向、yはY方向を示す。

#### a) 杭頭剛結

##### (1) 常時

- ・ 原点作用力
  - Vo = 16475.8 (kN)
  - Hxo = 0.0 (kN)
  - Myo = 0.0 (kN.m)
  - Hyo = 1176.8 (kN)
  - Mxo = 3432.4 (kN.m)
- ・ 原点変位
  - z = 3.03 (mm)
  - x = 0.00 (mm)
  - y = 0.00000000 (rad)
  - y = 7.47 (mm)
  - x = 0.00026079 (rad)
- ・ 杭反力

行	列	X(m)	Y(m)	PN(kN)	PHx(kN)	Mty(kN.m)	PHy(kN)	Mtx(kN.m)	f(mm)
1	5	4.000	3.000	1060.27	0.00	0.00	63.64	-227.04	5.74
2	5	4.000	1.000	898.56	0.00	0.00	60.33	-220.67	5.58
3	5	4.000	-1.000	743.08	0.00	0.00	57.18	-214.33	5.43
4	5	4.000	-3.000	593.24	0.00	0.00	54.21	-208.04	5.27

(2)地震時

・ 原点作用力

Vo = 12749.1 (kN)  
 Hxo = 0.0 (kN)  
 Myo = 0.0 (kN.m)  
 Hyo = 3236.3 (kN)  
 Mxo = 14906.6 (kN.m)

・ 原点変位

z = 2.32 (mm)  
 x = 0.00 (mm)  
 y = 0.00000000 (rad)  
 y = 15.37 (mm)  
 x = 0.00090821 (rad)

・ 杭反力

行	列	X(m)	Y(m)	PN(kN)	PHx(kN)	Mty(kN.m)	PHy(kN)	Mtx(kN.m)	f (mm)
1	5	4.000	3.000	1400.55	0.00	0.00	178.20	-542.13	10.62
2	5	4.000	1.000	879.46	0.00	0.00	166.78	-521.31	10.24
3	5	4.000	-1.000	377.35	0.00	0.00	156.12	-500.84	9.86
4	5	4.000	-3.000	-107.55	0.00	0.00	146.16	-480.80	9.50

### 3章 断面計算

#### 3.1 杭体断面力

1) 常時

( 1, 5)杭

	杭頭剛結		杭頭ヒンジ			
杭頭作用力	X方向	Y方向	X方向	Y方向		
H (kN)	0.00	63.64	0.00	64.87		
M (kN.m)	0.00	-227.04	0.00	0.00		
杭軸直角方向バネ定数						
K1 (kN/m)	9865	9865	3408	3408		
K2 (kN/rad)	38380	38380	0	0		
K3 (kN.m/m)	38380	38380	0	0		
K4 (kN.m/rad)	228123	228123	0	0		
Mt , Mmax , 1/2Mmax						
Mt (kN.m)	227.04		0.00			
Mmax (kN.m)	73.87		241.94			
Z (m)	7.794		5.045			
1/2Mmax (kN.m)	0.00		120.97			
S (kN)	0.00		31.13			
Z (m)	0.000		10.166			
Mmax : 地中部最大モーメント Mt : 杭頭モーメント						
1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)						
杭体断面力						
Z (m)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	7.466	227.04	63.64	19.033	0.00	64.87
0.500	7.291	195.22	63.64	17.434	32.43	64.87
1.000	7.035	163.40	63.64	15.849	64.87	64.87
1.500	6.713	131.58	63.64	14.290	97.30	64.87
2.000	6.336	99.76	63.64	12.771	129.74	64.87
2.500	5.918	67.93	63.64	11.306	162.17	64.87
2.700	5.742	55.21	63.64	10.738	175.14	64.87
3.000	5.472	37.02	57.64	9.907	192.92	53.81
3.500	5.010	10.58	48.28	8.588	215.61	37.31
4.000	4.544	11.39	39.75	7.358	230.61	23.09
4.500	4.083	29.31	32.05	6.222	239.05	10.98
5.000	3.633	43.57	25.16	5.184	241.92	0.81
6.000	2.792	62.76	13.71	3.407	234.59	14.41
7.000	2.054	71.94	5.09	2.014	214.98	23.98
8.000	1.432	73.76	1.10	0.975	188.07	29.22
9.000	0.932	70.42	5.28	0.245	157.59	31.31
10.000	0.547	63.72	7.89	0.225	126.16	31.28
11.000	0.267	55.03	9.31	0.487	95.46	29.95
11.400	0.181	51.24	9.63	0.545	83.62	29.21
12.000	0.077	45.28	10.18	0.592	66.82	26.76
13.000	0.038	34.98	10.28	0.585	42.19	22.51
14.000	0.095	24.92	9.78	0.509	21.70	18.57
15.000	0.111	15.51	9.02	0.397	4.82	15.32
15.750	0.105	8.96	8.44	0.305	5.93	13.44
16.000	0.101	6.97	7.51	0.276	8.96	10.85
17.000	0.080	1.15	4.26	0.169	15.56	2.98
18.000	0.056	1.82	1.82	0.086	16.05	1.49
18.100	0.054	2.00	1.63	0.079	15.89	1.78
19.000	0.035	2.94	0.56	0.030	13.62	3.06
20.000	0.019	3.10	0.16	0.004	10.34	3.36
21.000	0.008	2.74	0.52	0.021	7.13	2.98
22.000	0.001	2.15	0.63	0.026	4.47	2.32
23.000	0.002	1.52	0.61	0.024	2.50	1.63
24.000	0.003	0.94	0.55	0.018	1.16	1.07
24.800	0.002	0.52	0.50	0.011	0.44	0.76
25.000	0.002	0.42	0.47	0.009	0.31	0.58
26.000	0.000	0.00	0.40	0.000	0.00	0.17

2) 常時

( 2, 5)杭

		杭頭剛結		杭頭ヒンジ		
杭頭作用力		X方向	Y方向	X方向	Y方向	
H (kN)		0.00	60.33	0.00	60.63	
M (kN.m)		0.00	-220.67	0.00	0.00	
杭軸直角方向バネ定数						
K1 (kN/m)		9389	9389	3186	3186	
K2 (kN/rad)		37459	37459	0	0	
K3 (kN.m/m)		37459	37459	0	0	
K4 (kN.m/rad)		226185	226185	0	0	
Mt , Mmax , 1/2Mmax						
Mt (kN.m)		220.67		0.00		
Mmax (kN.m)		73.42		236.44		
Z (m)		7.840		5.169		
1/2Mmax(kN.m)		0.00		118.22		
S (kN)		0.00		30.18		
Z (m)		0.000		10.303		
Mmax : 地中部最大モーメント				1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)		
Mt : 杭頭モーメント						
杭体断面力						
Z (m)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	7.466	220.67	60.33	19.033	0.00	60.63
0.500	7.292	190.51	60.33	17.459	30.31	60.63
1.000	7.040	160.34	60.33	15.898	60.63	60.63
1.500	6.721	130.18	60.33	14.361	90.94	60.63
2.000	6.349	100.01	60.33	12.862	121.26	60.63
2.500	5.936	69.85	60.33	11.413	151.57	60.63
2.900	5.584	45.72	60.33	10.298	175.83	60.63
3.000	5.494	39.79	58.35	10.026	181.71	57.00
3.500	5.036	13.00	48.95	8.714	205.93	40.28
4.000	4.572	9.30	40.37	7.487	222.37	25.83
5.000	3.662	42.05	25.68	5.310	236.18	3.09
6.000	2.820	61.71	14.13	3.520	230.91	12.56
7.000	2.079	71.26	5.41	2.109	212.96	22.50
8.000	1.454	73.35	0.86	1.048	187.38	28.04
9.000	0.949	70.22	5.11	0.294	157.96	30.35
10.000	0.559	63.66	7.77	0.198	127.42	30.45
11.000	0.274	55.07	9.23	0.481	97.51	29.18
11.800	0.112	47.44	9.77	0.589	74.77	27.63
12.000	0.079	45.48	9.90	0.603	69.33	26.78
13.000	0.040	35.45	10.00	0.610	44.74	22.39
14.000	0.101	25.68	9.47	0.543	24.46	18.24
15.000	0.120	16.60	8.66	0.435	8.04	14.73
16.000	0.111	8.37	7.82	0.313	5.28	12.06
16.250	0.106	6.44	7.63	0.283	8.23	11.53
17.000	0.089	1.73	5.01	0.200	14.32	5.09
18.000	0.063	1.85	2.31	0.109	16.43	0.34
18.700	0.046	2.97	0.96	0.061	15.39	2.43
19.000	0.039	3.20	0.62	0.044	14.59	2.85
20.000	0.021	3.38	0.18	0.004	11.36	3.44
21.000	0.009	2.98	0.57	0.018	7.99	3.21
22.000	0.001	2.34	0.68	0.027	5.07	2.59
23.000	0.003	1.67	0.64	0.027	2.84	1.86
24.000	0.004	1.08	0.54	0.022	1.33	1.19
25.000	0.004	0.60	0.43	0.015	0.40	0.69
25.600	0.003	0.36	0.37	0.011	0.05	0.48
26.000	0.002	0.23	0.29	0.008	0.07	0.16
27.000	0.000	0.00	0.20	0.000	0.00	0.18

3) 常時

( 3, 5)杭

		杭頭剛結		杭頭ヒンジ		
杭頭作用力		X方向	Y方向	X方向	Y方向	
H (kN)		0.00	57.18	0.00	56.73	
M (kN.m)		0.00	-214.33	0.00	0.00	
杭軸直角方向バネ定数						
K1 (kN/m)		8936	8936	2981	2981	
K2 (kN/rad)		36540	36540	0	0	
K3 (kN.m/m)		36540	36540	0	0	
K4 (kN.m/rad)		224194	224194	0	0	
Mt , Mmax , 1/2Mmax						
Mt (kN.m)		214.33		0.00		
Mmax (kN.m)		72.95		230.96		
Z (m)		7.893		5.297		
1/2Mmax(kN.m)		0.00		115.48		
S (kN)		0.00		29.26		
Z (m)		0.000		10.443		
Mmax : 地中部最大モーメント				1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)		
Mt : 杭頭モーメント						
杭体断面力						
Z (m)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	7.466	214.33	57.18	19.033	0.00	56.73
0.500	7.293	185.74	57.18	17.484	28.36	56.73
1.000	7.044	157.15	57.18	15.946	56.73	56.73
1.500	6.730	128.55	57.18	14.432	85.09	56.73
2.000	6.363	99.96	57.18	12.953	113.46	56.73
2.500	5.955	71.37	57.18	11.521	141.82	56.73
3.000	5.518	42.78	57.18	10.147	170.18	56.73
3.100	5.428	37.06	57.18	9.881	175.86	56.73
4.000	4.601	6.95	41.06	7.620	213.74	28.67
5.000	3.694	40.34	26.26	5.442	230.16	5.46
6.000	2.851	60.53	14.60	3.640	227.03	10.64
7.000	2.106	70.50	5.78	2.210	210.80	20.98
8.000	1.477	72.92	0.58	1.127	186.57	26.84
9.000	0.967	70.02	4.91	0.350	158.22	29.39
10.000	0.572	63.64	7.62	0.166	128.54	29.65
11.000	0.281	55.19	9.12	0.469	99.40	28.46
12.000	0.082	45.70	9.74	0.609	71.88	26.49
12.200	0.051	43.75	9.79	0.622	66.62	26.05
13.000	0.043	35.88	9.79	0.630	47.22	22.45
14.000	0.108	26.33	9.23	0.573	26.97	18.11
15.000	0.129	17.53	8.36	0.471	10.79	14.37
16.000	0.122	9.63	7.45	0.350	2.04	11.43
16.750	0.105	4.28	6.83	0.261	9.97	9.80
17.000	0.099	2.69	5.92	0.233	12.14	7.60
18.000	0.071	1.64	2.90	0.134	16.20	1.12
19.000	0.045	3.44	0.85	0.062	15.40	2.29
19.300	0.038	3.63	0.41	0.045	14.63	2.86
20.000	0.024	3.70	0.17	0.014	12.40	3.40
21.000	0.010	3.27	0.62	0.013	8.95	3.38
22.000	0.001	2.57	0.75	0.025	5.82	2.84
23.000	0.004	1.83	0.71	0.028	3.33	2.12
24.000	0.005	1.18	0.58	0.025	1.57	1.41
25.000	0.005	0.67	0.43	0.019	0.47	0.82
26.000	0.004	0.31	0.31	0.012	0.13	0.41
26.400	0.003	0.19	0.27	0.010	0.27	0.29
27.000	0.002	0.07	0.13	0.006	0.31	0.13
28.000	0.000	0.00	0.04	0.000	0.00	0.39

4) 常時

( 4, 5)杭

		杭頭剛結		杭頭ヒンジ		
杭頭作用力		X方向	Y方向	X方向	Y方向	
H (kN)		0.00	54.21	0.00	53.13	
M (kN.m)		0.00	-208.04	0.00	0.00	
杭軸直角方向バネ定数						
K1 (kN/m)		8505	8505	2792	2792	
K2 (kN/rad)		35627	35627	0	0	
K3 (kN.m/m)		35627	35627	0	0	
K4 (kN.m/rad)		222152	222152	0	0	
Mt , Mmax , 1/2Mmax						
Mt (kN.m)		208.04		0.00		
Mmax (kN.m)		72.44		225.52		
Z (m)		7.952		5.430		
1/2Mmax (kN.m)		0.00		112.76		
S (kN)		0.00		28.38		
Z (m)		0.000		10.586		
Mmax : 地中部最大モーメント				1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)		
Mt : 杭頭モーメント						
杭体断面力						
Z (m)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	7.466	208.04	54.21	19.033	0.00	53.13
0.500	7.294	180.94	54.21	17.509	26.57	53.13
1.000	7.048	153.84	54.21	15.995	53.13	53.13
1.500	6.739	126.73	54.21	14.504	79.70	53.13
2.000	6.377	99.63	54.21	13.045	106.27	53.13
3.000	5.542	45.42	54.21	10.270	159.40	53.13
3.300	5.273	29.16	54.21	9.485	175.34	53.13
4.000	4.632	4.35	41.82	7.757	204.75	31.62
5.000	3.727	38.45	26.91	5.578	223.87	7.91
6.000	2.883	59.22	15.13	3.765	222.95	8.66
7.000	2.136	69.66	6.20	2.317	208.48	19.42
8.000	1.502	72.44	0.26	1.212	185.64	25.62
9.000	0.987	69.82	4.67	0.413	158.37	28.44
10.000	0.586	63.64	7.44	0.126	129.55	28.88
11.000	0.290	55.34	8.98	0.452	101.12	27.79
12.000	0.085	45.98	9.62	0.610	74.25	25.85
12.600	0.001	40.17	9.71	0.644	59.15	24.50
13.000	0.044	36.30	9.64	0.646	49.72	22.65
14.000	0.114	26.91	9.05	0.600	29.33	18.17
15.000	0.139	18.31	8.12	0.504	13.21	14.20
16.000	0.133	10.68	7.14	0.386	0.66	11.02
17.000	0.110	4.00	6.26	0.267	9.12	8.69
17.250	0.103	2.45	6.07	0.239	11.24	8.24
18.000	0.080	1.15	3.63	0.162	15.29	2.91
19.000	0.052	3.52	1.29	0.082	15.82	1.36
19.900	0.031	4.03	0.03	0.031	13.68	3.13
20.000	0.029	4.03	0.10	0.027	13.36	3.21
21.000	0.012	3.62	0.64	0.006	9.96	3.45
22.000	0.002	2.86	0.82	0.022	6.68	3.05
23.000	0.004	2.04	0.79	0.027	3.96	2.37
24.000	0.006	1.31	0.65	0.026	1.96	1.65
25.000	0.006	0.74	0.48	0.021	0.64	1.01
26.000	0.005	0.34	0.33	0.015	0.12	0.53
27.000	0.004	0.08	0.21	0.009	0.47	0.20
27.200	0.003	0.04	0.19	0.008	0.50	0.15
28.000	0.002	0.04	0.01	0.004	0.43	0.30
29.000	0.000	0.00	0.06	0.000	0.00	0.49



5) 地震時

( 1, 5)杭

		杭頭剛結		杭頭ヒンジ		
杭頭作用力		X方向	Y方向	X方向	Y方向	
H (kN)		0.00	178.20	0.00	180.67	
M (kN.m)		0.00	-542.13	0.00	0.00	
杭軸直角方向バネ定数						
K1 (kN/m)		14607	14607	4814	4814	
K2 (kN/rad)		50943	50943	0	0	
K3 (kN.m/m)		50943	50943	0	0	
K4 (kN.m/rad)		265005	265005	0	0	
Mt , Mmax , 1/2Mmax						
Mt (kN.m)		542.13		0.00		
Mmax (kN.m)		211.11		632.65		
Z (m)		6.474		4.510		
1/2Mmax(kN.m)		0.00		316.32		
S (kN)		0.00		92.74		
Z (m)		0.000		8.869		
Mmax : 地中部最大モーメント				1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)		
Mt : 杭頭モーメント						
杭体断面力						
Z (m)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	15.366	542.13	178.20	37.527	0.00	180.67
0.500	14.807	453.03	178.20	33.926	90.34	180.67
1.000	14.060	363.94	178.20	30.363	180.67	180.67
1.500	13.164	274.84	178.20	26.874	271.01	180.67
2.000	12.155	185.74	178.20	23.496	361.34	180.67
2.500	11.069	96.64	178.20	20.268	451.68	180.67
2.700	10.621	61.00	178.20	19.026	487.81	180.67
3.000	9.943	10.88	156.16	17.225	536.09	141.85
3.500	8.812	58.66	122.68	14.402	592.49	85.44
4.000	7.705	112.46	93.20	11.823	623.14	38.69
4.500	6.643	152.50	67.60	9.499	632.64	0.70
5.000	5.644	180.67	45.68	7.435	625.14	29.46
6.000	3.876	208.39	11.87	4.071	573.43	69.97
7.000	2.447	208.23	10.50	1.648	492.07	89.87
8.000	1.359	190.39	23.89	0.034	398.46	95.44
9.000	0.584	162.65	30.66	0.923	304.21	91.92
10.000	0.075	130.58	32.87	1.378	216.26	83.45
11.000	0.217	97.85	32.25	1.475	137.94	73.08
11.400	0.286	85.09	31.52	1.444	109.54	68.91
12.000	0.349	66.98	28.77	1.344	71.84	56.92
13.000	0.369	40.80	23.53	1.091	23.96	39.44
14.000	0.322	19.82	18.54	0.797	8.38	25.94
15.000	0.241	3.40	14.50	0.515	29.31	16.60
15.750	0.175	6.59	12.27	0.334	39.94	12.08
16.000	0.154	9.28	9.33	0.281	42.26	6.60
17.000	0.081	14.04	1.06	0.113	41.04	7.05
18.000	0.031	12.87	2.79	0.013	31.31	11.20
18.100	0.027	12.58	3.00	0.006	30.19	11.26
19.000	0.001	9.52	3.60	0.037	20.30	10.38
20.000	0.013	6.05	3.21	0.052	11.09	7.89
21.000	0.017	3.24	2.37	0.049	4.61	5.11
22.000	0.015	1.32	1.49	0.038	0.73	2.75
23.000	0.012	0.22	0.75	0.026	1.11	1.04
24.000	0.007	0.26	0.25	0.015	1.56	0.04
24.800	0.004	0.35	0.00	0.008	1.31	0.53
25.000	0.003	0.34	0.14	0.007	1.18	0.79
26.000	0.000	0.00	0.44	0.000	0.00	1.36

6) 地震時

( 2, 5)杭

		杭頭剛結		杭頭ヒンジ		
杭頭作用力		X方向	Y方向	X方向	Y方向	
H (kN)		0.00	166.78	0.00	167.31	
M (kN.m)		0.00	-521.31	0.00	0.00	
杭軸直角方向バネ定数						
K1 (kN/m)		13775	13775	4458	4458	
K2 (kN/rad)		49419	49419	0	0	
K3 (kN.m/m)		49419	49419	0	0	
K4 (kN.m/rad)		262146	262146	0	0	
Mt , Mmax , 1/2Mmax						
Mt (kN.m)		521.31		0.00		
Mmax (kN.m)		209.14		614.96		
Z (m)		6.540		4.646		
1/2Mmax(kN.m)		0.00		307.48		
S (kN)		0.00		89.71		
Z (m)		0.000		9.009		
Mmax : 地中部最大モーメント				1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)		
Mt : 杭頭モーメント						
杭体断面力						
Z (m)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	15.366	521.31	166.78	37.527	0.00	167.31
0.500	14.811	437.92	166.78	33.996	83.65	167.31
1.000	14.074	354.53	166.78	30.499	167.31	167.31
1.500	13.192	271.14	166.78	27.070	250.96	167.31
2.000	12.198	187.75	166.78	23.746	334.61	167.31
2.500	11.127	104.35	166.78	20.559	418.26	167.31
2.900	10.237	37.64	166.78	18.132	485.19	167.31
3.000	10.013	21.32	159.55	17.544	501.28	154.57
3.500	8.889	49.85	125.80	14.735	563.75	96.99
4.000	7.785	105.15	96.04	12.158	599.87	49.04
5.000	5.724	175.91	47.94	7.748	611.05	21.44
6.000	3.947	205.61	13.59	4.338	566.29	64.02
7.000	2.504	206.93	9.24	1.856	489.99	85.62
8.000	1.401	190.16	22.99	0.180	399.96	92.46
9.000	0.609	163.20	29.99	0.837	308.25	89.76
10.000	0.086	131.73	32.33	1.345	222.20	81.72
11.000	0.221	99.52	31.73	1.485	145.55	71.43
11.800	0.345	74.75	30.07	1.418	91.77	63.08
12.000	0.363	68.84	29.06	1.385	79.56	59.07
13.000	0.391	42.49	23.56	1.150	29.87	40.86
14.000	0.348	21.66	18.22	0.865	3.44	26.45
15.000	0.269	5.76	13.78	0.583	24.40	16.14
16.000	0.180	6.31	10.57	0.340	36.99	9.61
16.250	0.159	8.87	9.96	0.288	39.25	8.49
17.000	0.101	13.55	3.04	0.157	40.77	3.27
18.000	0.043	13.74	1.98	0.040	33.46	9.96
18.700	0.016	11.77	3.42	0.008	26.10	10.66
19.000	0.008	10.72	3.61	0.022	22.93	10.41
20.000	0.010	7.10	3.47	0.047	13.41	8.43
21.000	0.017	3.99	2.69	0.049	6.28	5.81
22.000	0.016	1.75	1.79	0.040	1.71	3.41
23.000	0.013	0.38	0.99	0.028	0.74	1.59
24.000	0.009	0.31	0.41	0.017	1.68	0.38
25.000	0.005	0.52	0.04	0.009	1.67	0.32
25.600	0.003	0.50	0.09	0.006	1.40	0.56
26.000	0.002	0.42	0.29	0.004	1.10	0.89
27.000	0.000	0.00	0.48	0.000	0.00	1.21

7) 地震時

( 3, 5)杭

		杭頭剛結		杭頭ヒンジ		
杭頭作用力		X方向	Y方向	X方向	Y方向	
H (kN)		0.00	156.12	0.00	155.16	
M (kN.m)		0.00	-500.84	0.00	0.00	
杭軸直角方向バネ定数						
K1 (kN/m)		12992	12992	4135	4135	
K2 (kN/rad)		47913	47913	0	0	
K3 (kN.m/m)		47913	47913	0	0	
K4 (kN.m/rad)		259192	259192	0	0	
Mt , Mmax , 1/2Mmax						
Mt (kN.m)		500.84		0.00		
Mmax (kN.m)		207.02		597.57		
Z (m)		6.611		4.785		
1/2Mmax(kN.m)		0.00		298.78		
S (kN)		0.00		86.82		
Z (m)		0.000		9.151		
Mmax : 地中部最大モーメント				1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)		
Mt : 杭頭モーメント						
杭体断面力						
Z (m)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	15.366	500.84	156.12	37.527	0.00	155.16
0.500	14.814	422.79	156.12	34.064	77.58	155.16
1.000	14.088	344.73	156.12	30.633	155.16	155.16
1.500	13.220	266.67	156.12	27.265	232.75	155.16
2.000	12.242	188.61	156.12	23.994	310.33	155.16
2.500	11.187	110.55	156.12	20.850	387.91	155.16
3.000	10.085	32.49	156.12	17.867	465.49	155.16
3.100	9.862	16.88	156.12	17.292	481.01	155.16
4.000	7.872	97.03	99.15	12.501	575.43	59.79
5.000	5.810	170.60	50.43	8.072	596.14	13.10
6.000	4.025	202.49	15.49	4.617	558.61	57.84
7.000	2.568	205.44	7.85	2.078	487.56	81.24
8.000	1.448	189.85	22.00	0.341	401.19	89.44
9.000	0.640	163.73	29.28	0.736	311.99	87.68
10.000	0.100	132.88	31.78	1.298	227.75	80.15
11.000	0.221	101.18	31.23	1.483	152.55	70.03
12.000	0.374	70.96	29.02	1.415	87.79	59.56
12.200	0.389	65.21	28.48	1.381	76.08	57.57
13.000	0.411	44.27	23.85	1.201	36.09	42.75
14.000	0.373	23.29	18.19	0.926	1.28	27.53
15.000	0.297	7.60	13.38	0.646	20.31	16.32
16.000	0.207	3.87	9.78	0.398	32.63	8.92
16.750	0.143	10.46	7.91	0.247	37.93	5.49
17.000	0.123	12.14	5.54	0.204	38.78	1.47
18.000	0.058	14.12	0.81	0.072	34.73	7.99
19.000	0.016	11.79	3.35	0.004	25.24	10.10
19.300	0.008	10.74	3.61	0.018	22.24	9.85
20.000	0.006	8.18	3.61	0.038	15.69	8.74
21.000	0.016	4.86	2.97	0.047	8.09	6.38
22.000	0.017	2.33	2.07	0.041	2.92	4.00
23.000	0.014	0.69	1.24	0.030	0.07	2.09
24.000	0.010	0.21	0.59	0.019	1.45	0.77
25.000	0.006	0.57	0.17	0.011	1.78	0.03
26.000	0.003	0.60	0.08	0.005	1.52	0.44
26.400	0.002	0.56	0.14	0.004	1.32	0.53
27.000	0.001	0.41	0.33	0.002	0.91	0.81
28.000	0.000	0.00	0.44	0.000	0.00	0.96

8) 地震時

( 4, 5)杭

		杭頭剛結		杭頭ヒンジ		
杭頭作用力		X方向	Y方向	X方向	Y方向	
H (kN)		0.00	146.16	0.00	144.12	
M (kN.m)		0.00	-480.80	0.00	0.00	
杭軸直角方向バネ定数						
K1 (kN/m)		12256	12256	3840	3840	
K2 (kN/rad)		46429	46429	0	0	
K3 (kN.m/m)		46429	46429	0	0	
K4 (kN.m/rad)		256157	256157	0	0	
Mt , Mmax , 1/2Mmax						
Mt (kN.m)		480.80		0.00		
Mmax (kN.m)		204.76		580.54		
Z (m)		6.689		4.928		
1/2Mmax(kN.m)		0.00		290.27		
S (kN)		0.00		84.05		
Z (m)		0.000		9.297		
Mmax : 地中部最大モーメント				1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)		
Mt : 杭頭モーメント						
杭体断面力						
Z (m)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	15.366	480.80	146.16	37.527	0.00	144.12
0.500	14.818	407.72	146.16	34.131	72.06	144.12
1.000	14.102	334.64	146.16	30.765	144.12	144.12
1.500	13.248	261.56	146.16	27.458	216.18	144.12
2.000	12.286	188.48	146.16	24.240	288.24	144.12
3.000	10.160	42.32	146.16	18.190	432.36	144.12
3.300	9.498	1.52	146.16	16.504	475.59	144.12
4.000	7.963	88.12	102.53	12.851	549.79	70.91
5.000	5.903	164.72	53.14	8.406	580.38	4.44
6.000	4.109	199.00	17.56	4.908	550.36	51.43
7.000	2.639	203.74	6.33	2.313	484.76	76.70
8.000	1.502	189.44	20.93	0.514	402.16	86.36
9.000	0.676	164.22	28.53	0.623	315.49	85.62
10.000	0.119	134.01	31.22	1.239	232.96	78.71
11.000	0.216	102.83	30.76	1.469	159.05	68.84
12.000	0.382	73.08	28.53	1.437	95.48	58.34
12.600	0.421	56.47	26.80	1.335	62.28	52.39
13.000	0.427	46.24	24.37	1.245	42.82	45.01
14.000	0.396	24.88	18.42	0.981	6.10	29.06
15.000	0.322	9.13	13.26	0.705	16.62	17.03
16.000	0.233	2.04	9.30	0.454	29.24	8.80
17.000	0.146	9.89	6.60	0.251	35.31	3.83
17.250	0.127	11.48	6.12	0.209	36.16	3.00
18.000	0.076	13.88	0.76	0.106	34.96	5.29
19.000	0.027	12.58	2.78	0.017	27.11	9.36
19.900	0.001	9.58	3.61	0.025	18.68	8.94
20.000	0.001	9.22	3.61	0.028	17.79	8.80
21.000	0.014	5.77	3.17	0.043	9.92	6.81
22.000	0.017	3.00	2.33	0.041	4.26	4.52
23.000	0.015	1.11	1.47	0.032	0.77	2.55
24.000	0.011	0.00	0.78	0.021	1.02	1.12
25.000	0.007	0.51	0.29	0.012	1.66	0.23
26.000	0.004	0.65	0.01	0.006	1.62	0.25
27.000	0.002	0.57	0.14	0.002	1.24	0.47
27.200	0.002	0.54	0.16	0.002	1.15	0.49
28.000	0.001	0.34	0.31	0.001	0.68	0.65
29.000	0.000	0.00	0.36	0.000	0.00	0.70

### 3.2 杭体モーメント図

1) 常時

( 1, 5)杭

杭 径  $D = 800.0$  (mm)

杭 長  $L = 26.00$  (m)

$H_x = 0.00$

$H_y = 63.64$  (kN)

$H_x = 0.00$  (kN)

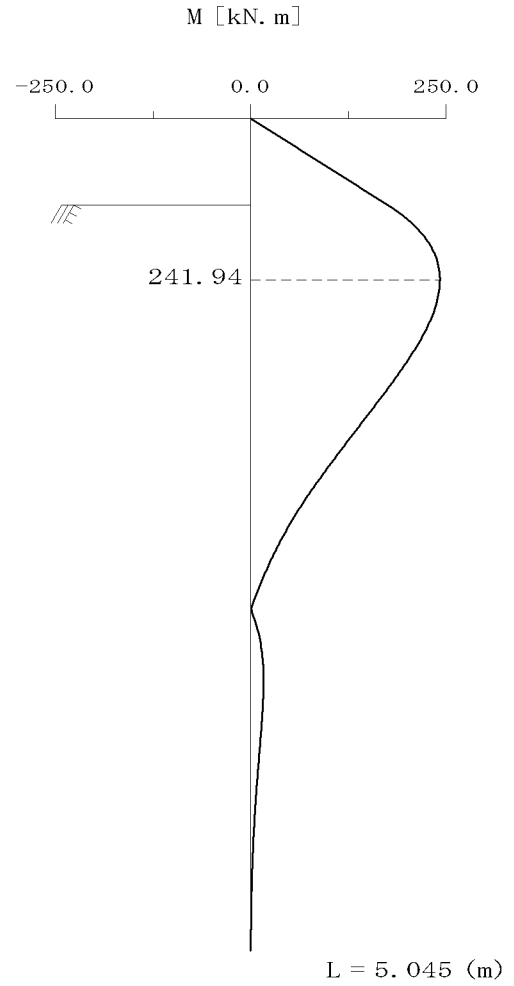
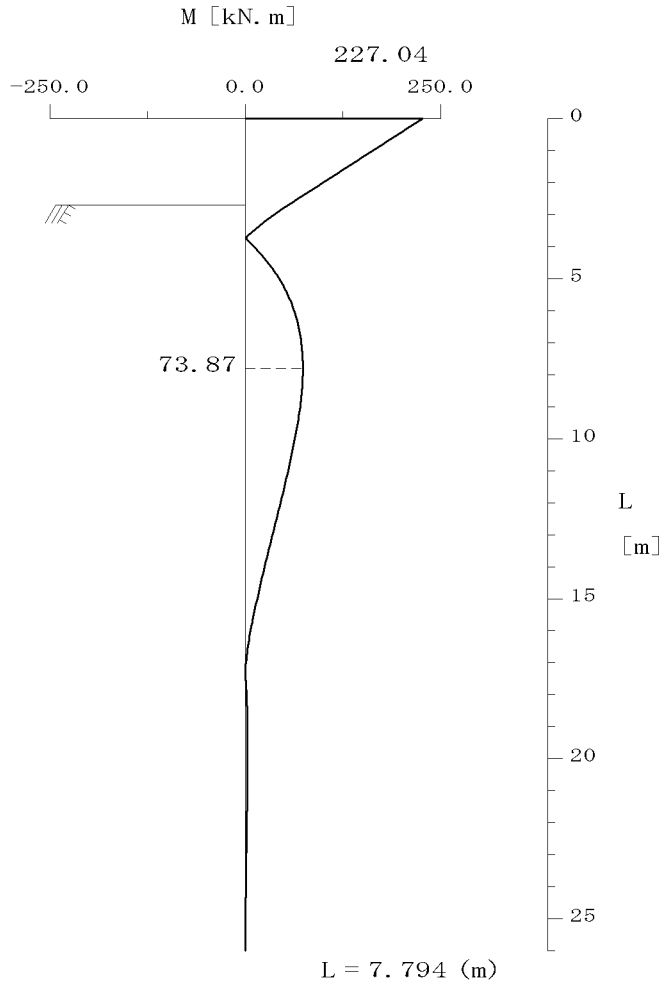
$M_y = 0.00$

$M_x = -227.04$  (kN.m)

$H_y = 64.87$  (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



2) 常時

( 2, 5)杭

杭 径 D = 800.0 (mm)

杭 長 L = 27.00 (m)

Hx = 0.00

Hy = 60.33 (kN)

Hx = 0.00 (kN)

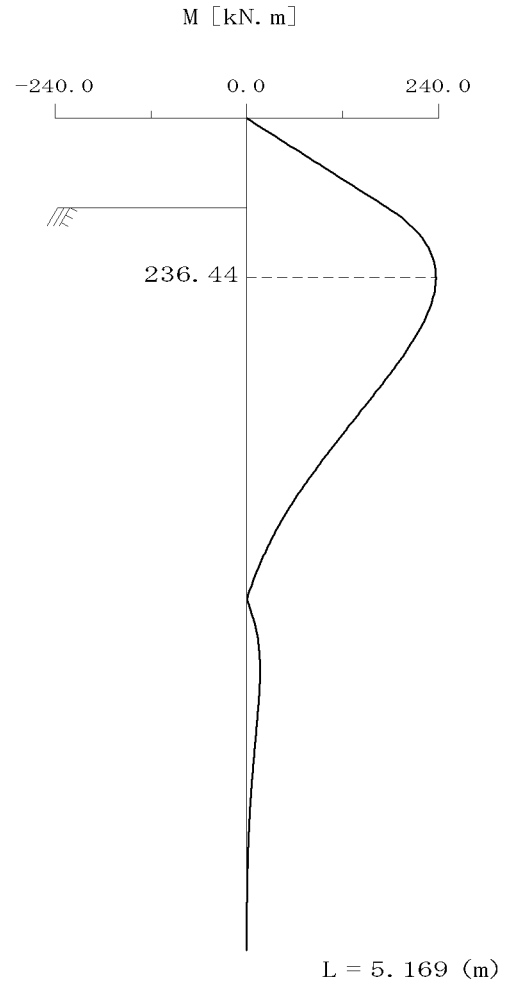
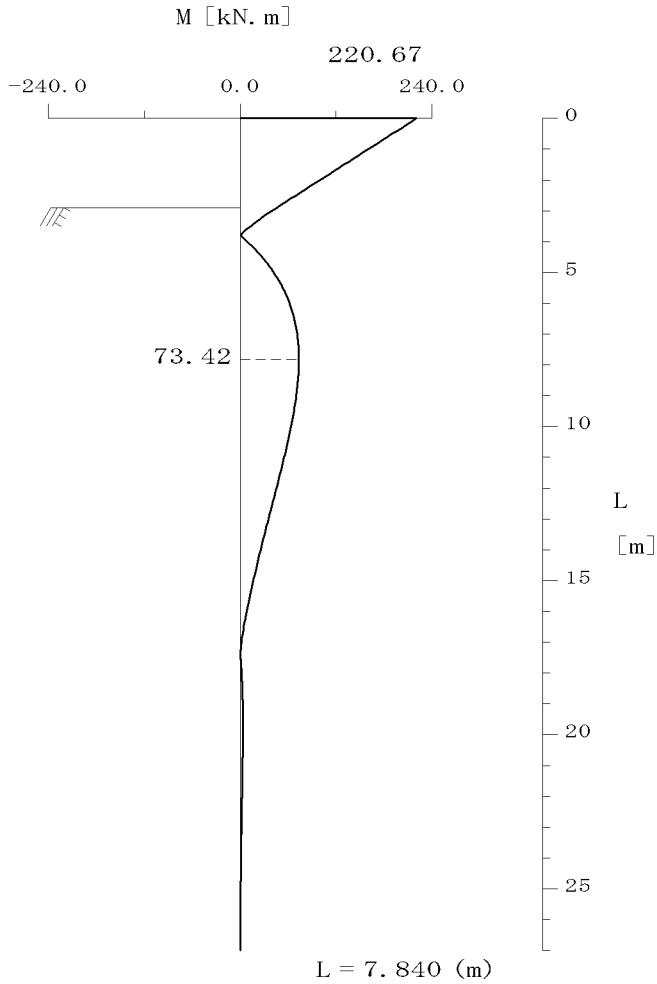
My = 0.00

Mx = -220.67 (kN.m)

Hy = 60.63 (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



3) 常時

( 3, 5)杭

杭 径 D = 800.0 (mm)

杭 長 L = 28.00 (m)

Hx = 0.00

Hy = 57.18 (kN)

Hx = 0.00 (kN)

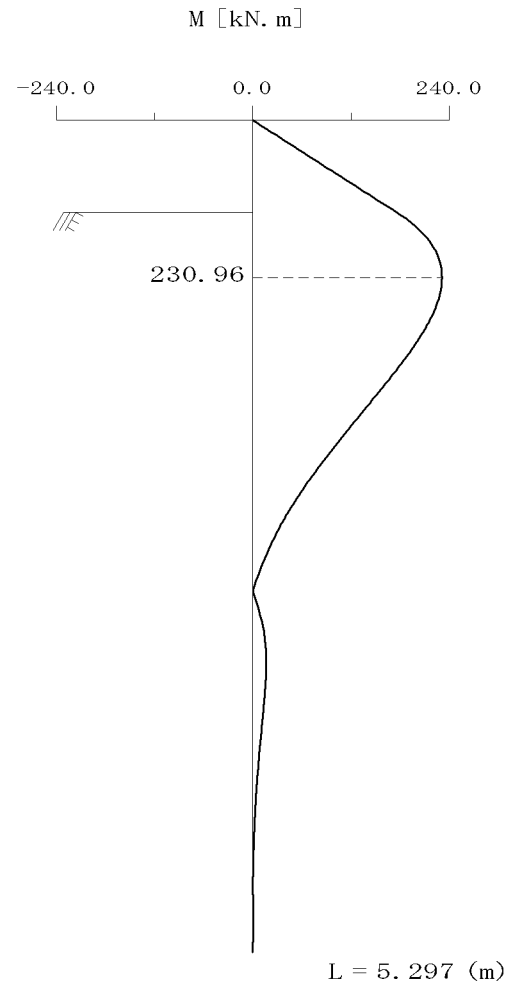
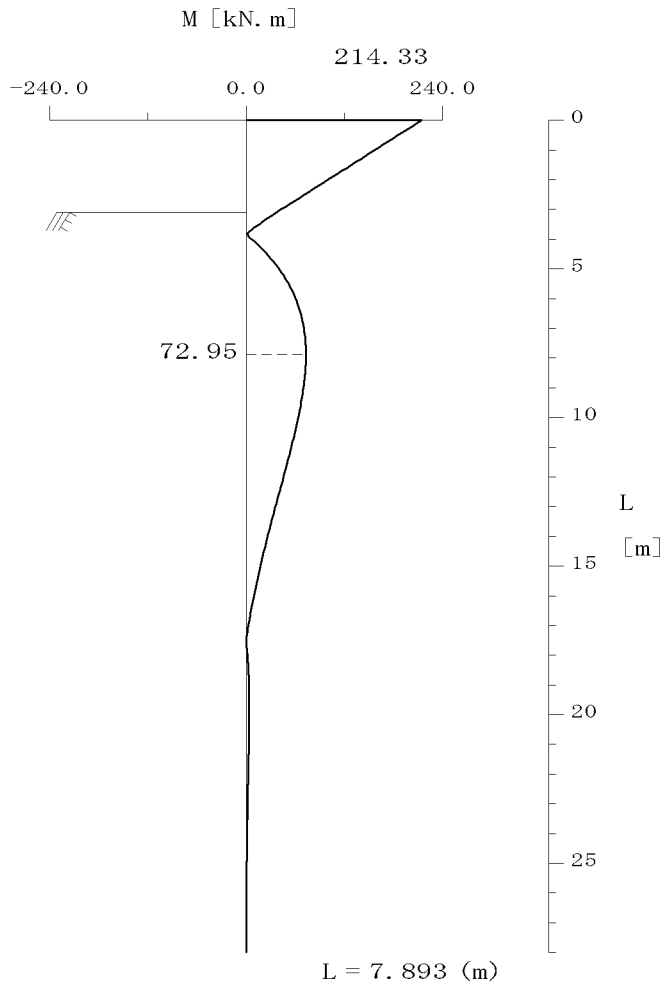
My = 0.00

Mx = -214.33 (kN.m)

Hy = 56.73 (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



4) 常時

( 4, 5)杭

杭 径 D = 800.0 (mm)

杭 長 L = 29.00 (m)

Hx = 0.00

Hy = 54.21 (kN)

Hx = 0.00 (kN)

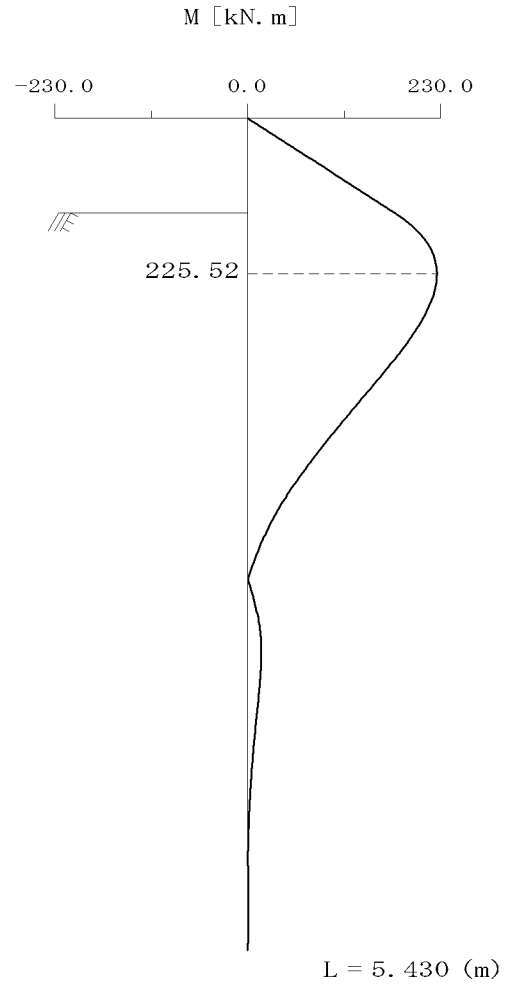
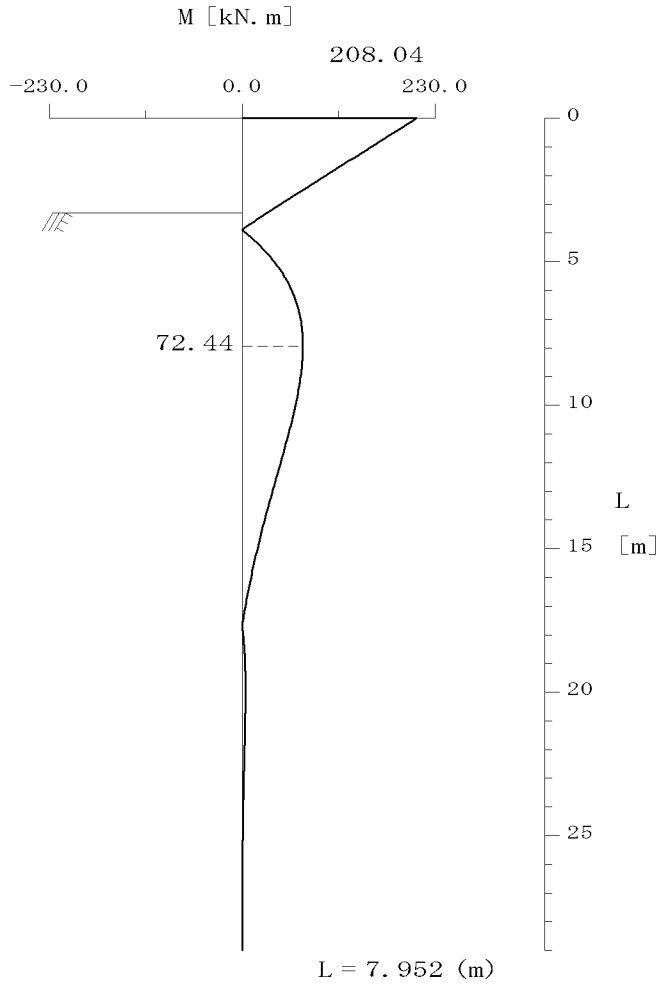
My = 0.00

Mx = -208.04 (kN.m)

Hy = 53.13 (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】





5) 地震時

( 1, 5)杭

杭 径 D = 800.0 (mm)                      杭 長 L = 26.00 (m)

Hx = 0.00                      Hy = 178.20 (kN)

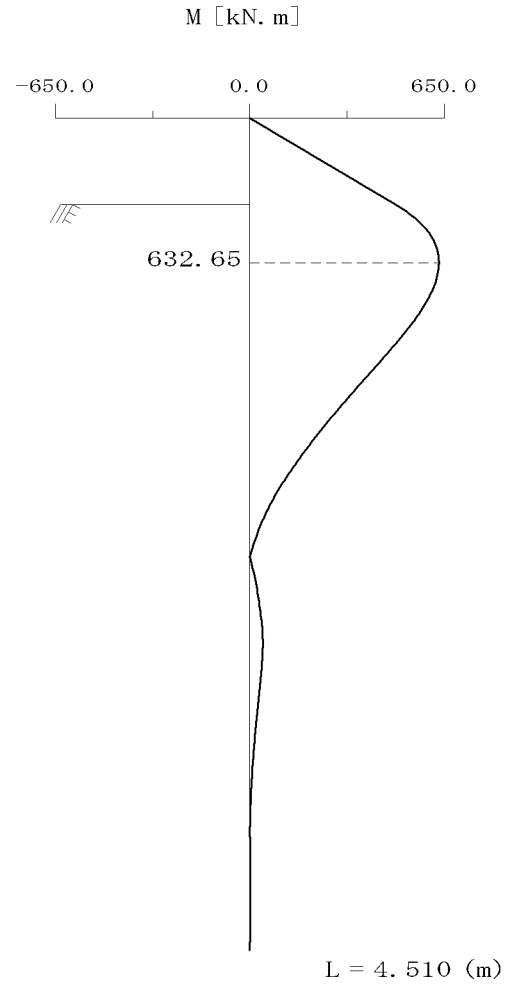
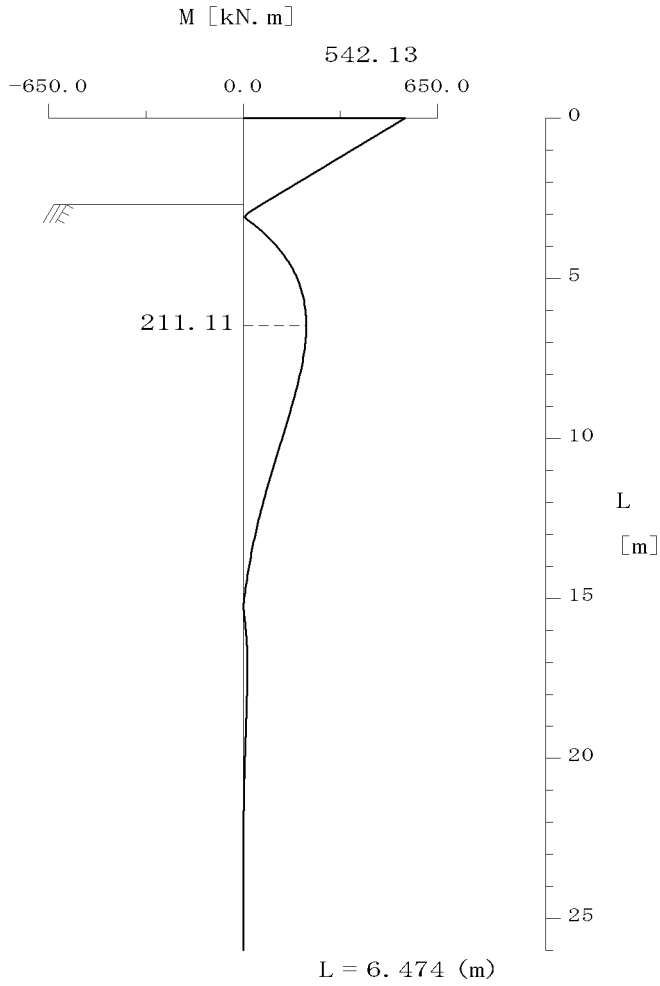
Hx = 0.00 (kN)

My = 0.00                      Mx = -542.13 (kN.m)

Hy = 180.67 (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



6) 地震時

( 2, 5)杭

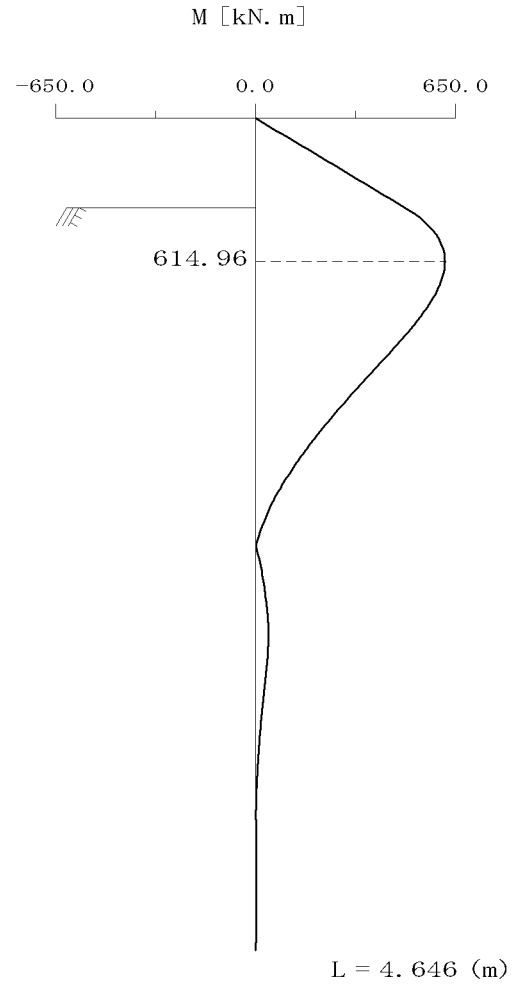
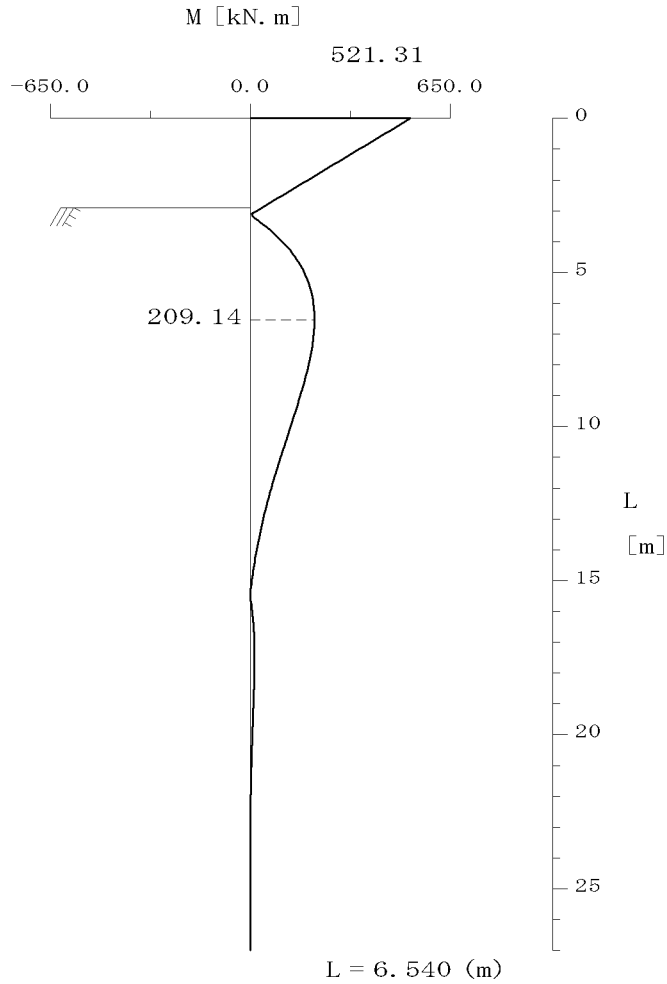
杭 径 D = 800.0 (mm)                      杭 長 L = 27.00 (m)

Hx = 0.00                      Hy = 166.78 (kN)                      Hx = 0.00 (kN)

My = 0.00                      Mx = -521.31 (kN.m)                      Hy = 167.31 (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



7) 地震時

( 3, 5)杭

杭 径 D = 800.0 (mm)

杭 長 L = 28.00 (m)

Hx = 0.00

Hy = 156.12 (kN)

Hx = 0.00 (kN)

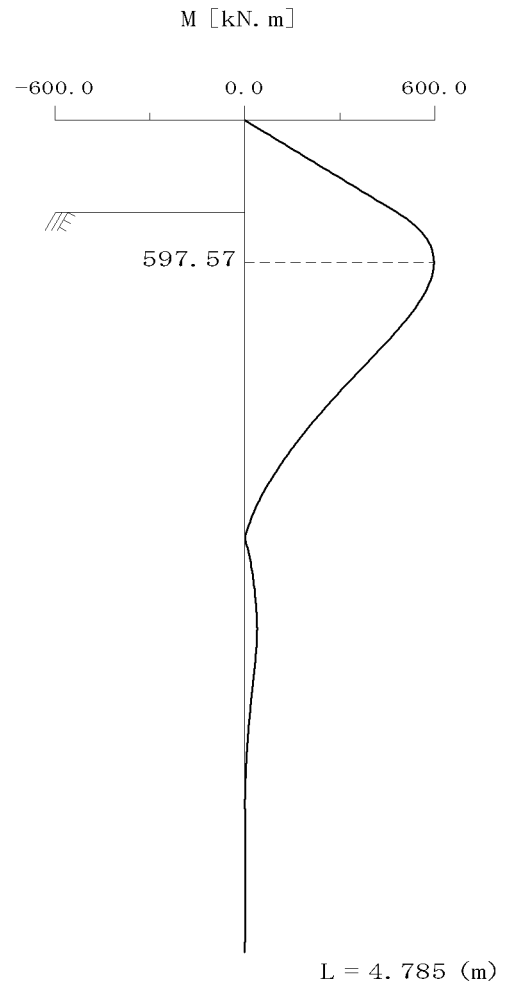
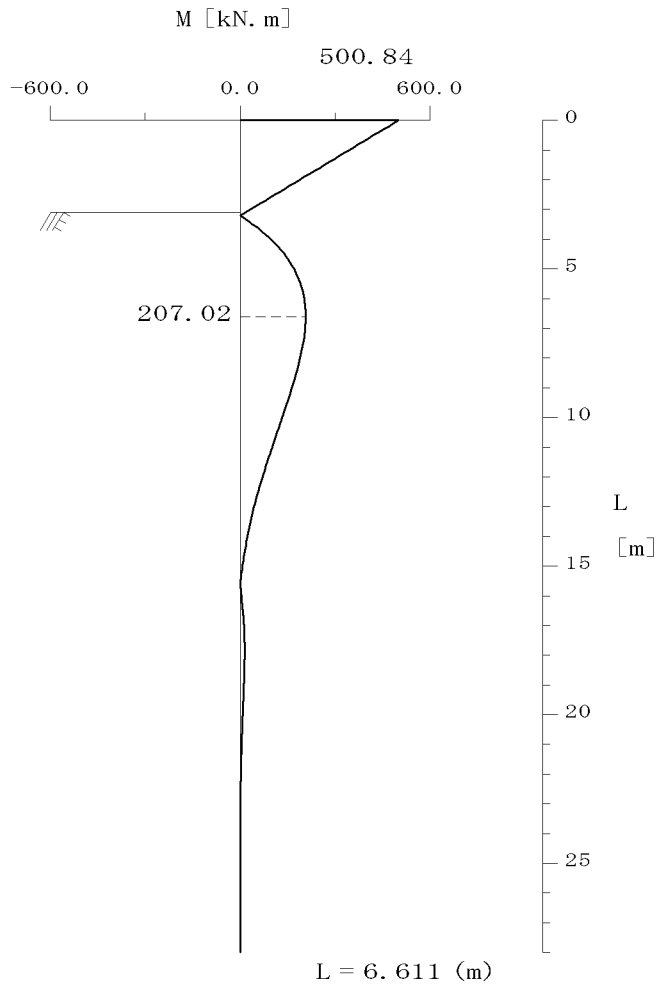
My = 0.00

Mx = -500.84 (kN.m)

Hy = 155.16 (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



8) 地震時

( 4, 5)杭

杭 径 D = 800.0 (mm)

杭 長 L = 29.00 (m)

Hx = 0.00

Hy = 146.16 (kN)

Hx = 0.00 (kN)

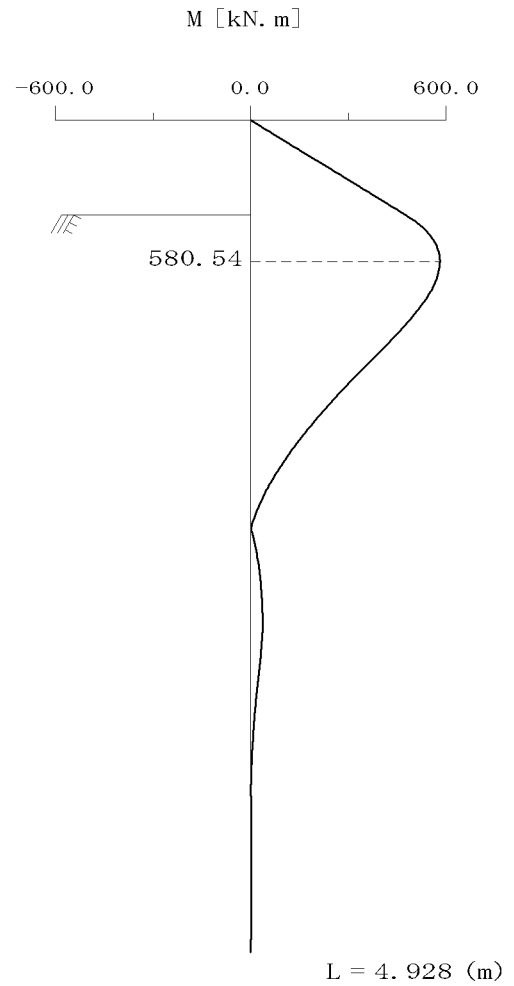
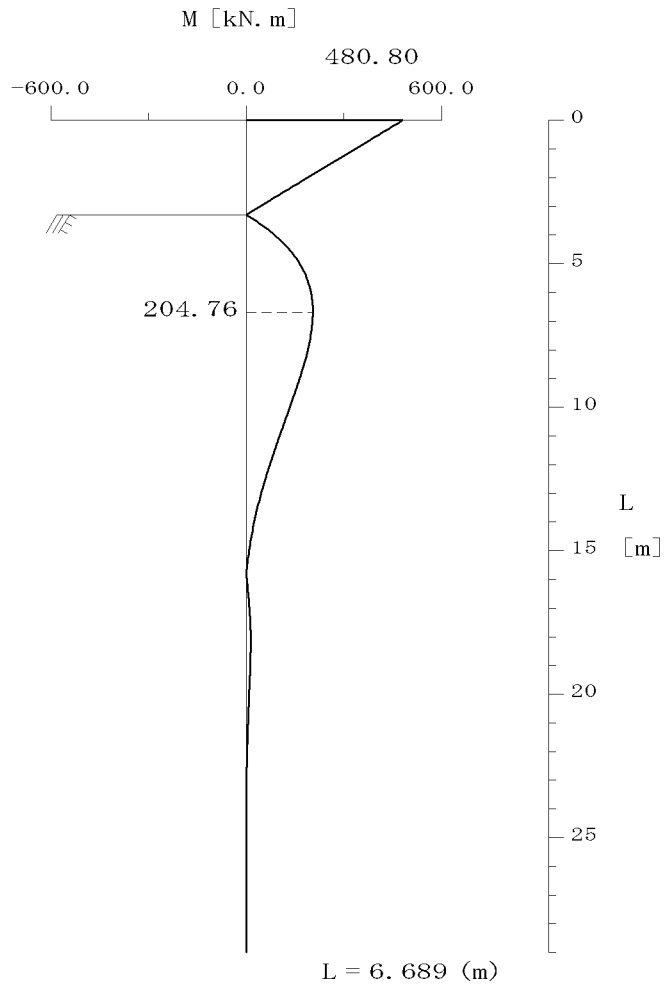
My = 0.00

Mx = -480.80 (kN.m)

Hy = 144.12 (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



### 3.3 杭体応力度

PHC杭

・ ( 1, 5)杭

第1断面

杭外径 D = 800.0(mm)                      厚さ t = 110.0(mm)

種別 B種

有効プレストレス ce = 8.000(N/mm<sup>2</sup>)

換算断面積 Ae = 2485.00 × 10<sup>2</sup>(mm<sup>2</sup>)

換算断面係数 Ze = 37920.00 × 10<sup>3</sup>(mm<sup>3</sup>)

曲げ応力度の照査

$$\sigma = \sigma_{ce} + \frac{N}{A_e} \pm \frac{M}{Z_e}$$

No	荷重名略称	M (kN.m)	N (kN)	c, ca (N/mm <sup>2</sup> )	t, ta (N/mm <sup>2</sup> )	Mr(kN.m) Mr_L(m)
1	常時	241.94 (*)	1060.27	18.65 27.00	5.89 0.00	465.19
2	地震時	632.65 (*)	1400.55	30.32 40.00	-3.05 -5.00	706.68

Mr\_LはMrと実モーメントとの交点深度を示す。

(\*)は、ヒンジ時の断面力を採用する。ただし、Nは剛結時の軸力を採用する。

せん断応力度の照査

コンクリートのみでせん断力を負担する場合

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

$$a = CN \cdot a_1$$

ここに、

S : せん断力(kN)

b : 部材断面幅(等積箱形断面の腹部の合計幅とする) b = 195 (mm)

d : 部材断面の有効高(等積箱形断面の有効高とする) d = 670 (mm)

rs : 部材軸方向鉄筋の配置半径 rs = 350.0 (mm)

a : 軸方向圧縮力により割増しされた許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

a<sub>1</sub> : 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>)

CN : 軸方向圧縮力による補正係数

$$CN = 1 + \frac{M_o}{M} \quad \text{ただし, } 1 \leq CN \leq 2$$

M<sub>o</sub> : 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(kN.m)

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

N : 部材断面に作用する軸方向圧縮力(kN)

ce : 有効プレストレス

ce = 8.00 (N/mm<sup>2</sup>)

A<sub>c</sub> : 部材断面積

A<sub>c</sub> = 2384.4689 × 10<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

I<sub>c</sub> : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント

I<sub>c</sub> = 1455122.1741 × 10<sup>4</sup> (mm<sup>4</sup>)

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離

y = 400 (mm)

斜引張鉄筋（スパイラル鉄筋）と共同してせん断力を負担する場合

$$P_s = S_c + S_s$$

$$S_c = a_1 \cdot C_N \cdot b \cdot d$$

$$S_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot s}$$

S Ps

ここに、

Ps : 許容せん断力 (kN)

Sc : コンクリートの負担するせん断力 (kN)

Ss : 斜引張鉄筋の負担するせん断力 (kN)

a1 : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

b : 部材断面幅（等積箱形断面の腹部の合計幅とする）(mm)

d : 部材断面の有効高（等積箱形断面の有効高とする）(mm)

Aw : 間隔sおよび角度 θ で配筋される斜引張鉄筋の断面積 Aw = 1.426 × 10<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

sa : 斜引張鉄筋の許容引張応力度 sa = 160.00 (N/mm<sup>2</sup>)

” (地震時の基本値) sa = 200.00 (N/mm<sup>2</sup>)

s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm) s = 50 (mm)

: 斜引張鉄筋が部材軸方向となす角度（90°とする）

No	荷重名略称	M (kN.m)	N (kN)	Mo(kN.m) CN	Sc (kN) Ss (kN)	(N/mm <sup>2</sup> ) a(N/mm <sup>2</sup> )	S (kN) Ps (kN)
1	常時	0.00	1060.27	452.78 2.000	221.94 265.70	0.497 1.700	(*)64.87 487.64
2	地震時	542.13	1400.55	504.70 1.931	321.41 498.18	1.365 2.462	178.20 819.60

(\*)は、ヒンジ時の断面力を採用する。ただし、Nは剛結時の軸力を採用する。

・ ( 2, 5)杭

第1断面

杭外径 D = 800.0(mm) 厚さ t = 110.0(mm)

種別 B種

有効プレストレス ce = 8.000(N/mm<sup>2</sup>)

換算断面積 Ae = 2485.00 × 10<sup>2</sup>(mm<sup>2</sup>)

換算断面係数 Ze = 37920.00 × 10<sup>3</sup>(mm<sup>3</sup>)

曲げ応力度の照査

$$\sigma = \sigma_{ce} + \frac{N}{Ae} \pm \frac{M}{Ze}$$

No	荷重名略称	M (kN.m)	N (kN)	c, ca (N/mm <sup>2</sup> )	t, ta (N/mm <sup>2</sup> )	Mr(kN.m) Mr_L(m)
1	常時	236.44 (*)	898.56	17.85 27.00	5.38 0.00	440.51
2	地震時	614.96 (*)	879.46	27.76 40.00	-4.68 -5.00	627.16

Mr\_LはMrと実モーメントとの交点深度を示す。

(\*)は、ヒンジ時の断面力を採用する。ただし、Nは剛結時の軸力を採用する。

せん断応力度の照査

コンクリートのみでせん断力を負担する場合

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

$$a = CN \cdot a_1$$

ここに、b : 部材断面幅 (等積箱形断面の腹部の合計幅とする) b = 195 (mm)

d : 部材断面の有効高 (等積箱形断面の有効高とする) d = 670 (mm)

Ac : 部材断面積 Ac = 2384.4689 × 10<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

Ic : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント Ic = 1455122.1741 × 10<sup>4</sup> (mm<sup>4</sup>)

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離 y = 400 (mm)

斜引張鉄筋 (スパイラル鉄筋) と共同してせん断力を負担する場合

$$Ps = Sc + Ss$$

$$S \quad Ps$$

ここに、Aw : 間隔sおよび角度 で配筋される斜引張鉄筋の断面積 Aw = 1.426 × 10<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm) s = 50 (mm)

No	荷重名略称	M (kN.m)	N (kN)	Mo(kN.m) CN	Sc (kN) Ss (kN)	(N/mm <sup>2</sup> ) a(N/mm <sup>2</sup> )	S (kN) Ps (kN)
1	常時	0.00	898.56	428.11 2.000	221.94 265.70	0.464 1.700	(*)60.63 487.64
2	地震時	521.31	879.46	425.20 1.816	302.22 498.18	1.278 2.315	166.78 800.40

(\*)は、ヒンジ時の断面力を採用する。ただし、Nは剛結時の軸力を採用する。

・ ( 3, 5)杭

第1断面

杭外径 D = 800.0(mm)                      厚さ t = 110.0(mm)

種別 B種

有効プレストレス ce = 8.000(N/mm<sup>2</sup>)

換算断面積 Ae = 2485.00 × 10<sup>2</sup>(mm<sup>2</sup>)

換算断面係数 Ze = 37920.00 × 10<sup>3</sup>(mm<sup>3</sup>)

曲げ応力度の照査

$$\sigma = \sigma_{ce} + \frac{N}{Ae} \pm \frac{M}{Ze}$$

No	荷重名略称	M (kN.m)	N (kN)	c, ca (N/mm <sup>2</sup> )	t, ta (N/mm <sup>2</sup> )	Mr(kN.m) Mr_L(m)
1	常時	230.96 (*)	743.08	17.08 27.00	4.90 0.00	416.79
2	地震時	597.57 (*)	377.35	25.28 40.00	-6.24 -5.00	550.54 6.134

Mr\_LはMrと実モーメントとの交点深度を示す。

(\*)は、ヒンジ時の断面力を採用する。ただし、Nは剛結時の軸力を採用する。

せん断応力度の照査

コンクリートのみでせん断力を負担する場合

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

$$a = CN \cdot a_1$$

ここに、b : 部材断面幅 (等積箱形断面の腹部の合計幅とする) b = 195 (mm)

d : 部材断面の有効高 (等積箱形断面の有効高とする) d = 670 (mm)

Ac : 部材断面積 Ac = 2384.4689 × 10<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

Ic : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント Ic = 1455122.1741 × 10<sup>4</sup> (mm<sup>4</sup>)

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離 y = 400 (mm)

斜引張鉄筋 (スパイラル鉄筋) と共同してせん断力を負担する場合

$$Ps = Sc + Ss$$

$$S \quad Ps$$

ここに、Aw : 間隔sおよび角度 で配筋される斜引張鉄筋の断面積 Aw = 1.426 × 10<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm) s = 50 (mm)

No	荷重名略称	M (kN.m)	N (kN)	Mo(kN.m) CN	Sc (kN) Ss (kN)	(N/mm <sup>2</sup> ) a(N/mm <sup>2</sup> )	S (kN) Ps (kN)
1	常時	37.06	743.08	404.39 2.000	221.94 265.70	0.438 1.700	57.18 487.64
2	地震時	481.01	377.35	348.59 1.725	287.09 498.18	1.189 2.199	(*)155.16 785.27

(\*)は、ヒンジ時の断面力を採用する。ただし、Nは剛結時の軸力を採用する。



・ ( 4, 5)杭

第1断面

杭外径 D = 800.0(mm)                      厚さ t = 110.0(mm)

種別 B種

有効プレストレス ce = 8.000(N/mm<sup>2</sup>)

換算断面積 Ae = 2485.00 × 10<sup>2</sup>(mm<sup>2</sup>)

換算断面係数 Ze = 37920.00 × 10<sup>3</sup>(mm<sup>3</sup>)

曲げ応力度の照査

$$\sigma = \sigma_{ce} + \frac{N}{Ae} \pm \frac{M}{Ze}$$

No	荷重名略称	M (kN.m)	N (kN)	c, ca (N/mm <sup>2</sup> )	t, ta (N/mm <sup>2</sup> )	Mr(kN.m) Mr_L(m)
1	常時	225.52 (*)	593.24	16.33 27.00	4.44 0.00	393.92
2	地震時	580.54 (*)	-107.55	22.88 40.00	-7.74 -5.00	476.55 7.106

Mr\_LはMrと実モーメントとの交点深度を示す。

(\*)は、ヒンジ時の断面力を採用する。ただし、Nは剛結時の軸力を採用する。

せん断応力度の照査

コンクリートのみでせん断力を負担する場合

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

$$a = CN \cdot a_1$$

ここに、b : 部材断面幅 (等積箱形断面の腹部の合計幅とする) b = 195 (mm)

d : 部材断面の有効高 (等積箱形断面の有効高とする) d = 670 (mm)

Ac : 部材断面積 Ac = 2384.4689 × 10<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

Ic : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント Ic = 1455122.1741 × 10<sup>4</sup> (mm<sup>4</sup>)

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離 y = 400 (mm)

斜引張鉄筋 (スパイラル鉄筋) と共同してせん断力を負担する場合

$$Ps = Sc + Ss$$

$$S = Ps$$

ここに、Aw : 間隔sおよび角度 で配筋される斜引張鉄筋の断面積 Aw = 1.426 × 10<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm) s = 50 (mm)

No	荷重名略称	M (kN.m)	N (kN)	Mo(kN.m) CN	Sc (kN) Ss (kN)	(N/mm <sup>2</sup> ) a(N/mm <sup>2</sup> )	S (kN) Ps (kN)
1	常時	29.16	593.24	381.53 2.000	221.94 265.70	0.415 1.700	54.21 487.64
2	地震時	475.59	-107.55	274.62 1.577	262.57 498.18	1.104 2.011	(*)144.12 760.75

(\*)は、ヒンジ時の断面力を採用する。ただし、Nは剛結時の軸力を採用する。

### 4章 基礎杭計算結果一覧表

荷重ケースNo. 略称		1 常時		2 地震時		
原点作用力						
Vo	kN	16475.8		12749.1		
Hxo	kN	0.0		0.0		
Myo	kN.m	0.0		0.0		
Hyo	kN	1176.8		3236.3		
Mxo	kN.m	3432.4		14906.6		
原点変位						
z	mm	3.03		2.32		
x	mm	0.00		0.00		
y	rad	0.00000000		0.00000000		
y	mm	7.47		15.37		
x	rad	0.00026079		0.00090821		
f, a	mm	5.74	15.00	10.62	15.00	
鉛直反力						
PNmax, Ra	kN	1060.27	1805.00	1400.55	2709.00	
PNmin, Pa	kN	593.24	-437.00	-107.55	-765.00	
水平反力						
PH	kN	63.64		178.20		
杭作用モーメント						
杭頭 Mt	kN.m	227.04		542.13		
地中部 Mm	kN.m	241.94		632.65		
杭体応力度						
上杭	c, ca	N/mm <sup>2</sup>	18.65	27.00	30.32	40.00
	t, ta	N/mm <sup>2</sup>	4.44	0.00	-7.74 <	-5.00
	, a	N/mm <sup>2</sup>	0.497	1.700	1.365	2.462
	S, Ps	kN	64.87	487.64	178.20	819.60
判定		OK		OUT		

## 5章 予備計算

### 5.1 水平方向地盤反力係数

杭タイプ： 1

杭外径	D = 0.8000	(m)
杭体ヤング係数	E = 4.00 × 10 <sup>7</sup>	(kN/m <sup>2</sup> )
杭体断面二次モーメント	I = 0.015170000	(m <sup>4</sup> )
杭の特性値(換算載荷幅算出)	常時	= 0.195851 (m <sup>-1</sup> )
	地震時	= 0.195851 (m <sup>-1</sup> )
水平抵抗に関する 地盤の深さ	常時 1/	= 5.1059 (m)
	地震時 1/	= 5.1059 (m)

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

$$= 5600.0 \text{ (kN/m}^2\text{) (地震時)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅 } BH = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 2.0211 \text{ (m) (常時)}$$

$$= 2.0211 \text{ (m) (地震時)}$$

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

$$= 18666.7 \text{ (kN/m}^3\text{) (地震時)}$$

$$kH = kH_o \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{-\frac{5}{4}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.195851 \text{ (m}^{-1}\text{) (常時), } 0.195851 \text{ (m}^{-1}\text{) (地震時)}$$

地震時BH算出時の  $\alpha \cdot E_o$ の取扱い：常時

層No	層厚(m)		$\alpha \cdot E_o$ (kN/m <sup>2</sup> )		kH (kN/m <sup>3</sup> )	
	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
1	8.700	8.700	5600	11200	4464	8928
2	4.350	4.350	11200	22400	8928	17856
3	2.350	2.350	56000	112000	44640	89279
4	6.700	6.700	42000	84000	33480	66959
5	1.200	1.200	140000	280000	111599	223198

杭タイプ： 2

杭外径		D = 0.8000	(m)
杭体ヤング係数		E = 4.00 × 10 <sup>7</sup>	(kN/m <sup>2</sup> )
杭体断面二次モーメント		I = 0.015170000	(m <sup>4</sup> )
杭の特性値(換算載荷幅算出)	常時	= 0.195851	(m <sup>-1</sup> )
	地震時	= 0.195851	(m <sup>-1</sup> )
水平抵抗に関する 地盤の深さ	常時 1/	= 5.1059	(m)
	地震時 1/	= 5.1059	(m)

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

$$= 5600.0 \text{ (kN/m}^2\text{) (地震時)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅 } BH = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 2.0211 \text{ (m) (常時)}$$

$$= 2.0211 \text{ (m) (地震時)}$$

$$kH_o = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o = 18666.7 \text{ (kN/m}^2\text{) (常時)}$$

$$= 18666.7 \text{ (kN/m}^3\text{) (地震時)}$$

$$kH = kH_o \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{-\frac{2}{4}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.195851 \text{ (m}^{-1}\text{) (常時), } 0.195851 \text{ (m}^{-1}\text{) (地震時)}$$

地震時BH算出時の  $\alpha \cdot E_o$ の取扱い：常時

層No	層厚(m)		$\alpha \cdot E_o$ (kN/m <sup>2</sup> )		kH (kN/m <sup>3</sup> )	
	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
1	8.900	8.900	5600	11200	4464	8928
2	4.450	4.450	11200	22400	8928	17856
3	2.450	2.450	56000	112000	44640	89279
4	6.900	6.900	42000	84000	33480	66959
5	1.400	1.400	140000	280000	111599	223198

杭タイプ： 3

杭外径		D = 0.8000	(m)
杭体ヤング係数		E = 4.00 × 10 <sup>7</sup>	(kN/m <sup>2</sup> )
杭体断面二次モーメント		I = 0.015170000	(m <sup>4</sup> )
杭の特性値(換算載荷幅算出)	常時	= 0.195851	(m <sup>-1</sup> )
	地震時	= 0.195851	(m <sup>-1</sup> )
水平抵抗に関する 地盤の深さ	常時 1/	= 5.1059	(m)
	地震時 1/	= 5.1059	(m)

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

$$= 5600.0 \text{ (kN/m}^2\text{) (地震時)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅 } BH = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 2.0211 \text{ (m) (常時)}$$

$$= 2.0211 \text{ (m) (地震時)}$$

$$kH_o = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o = 18666.7 \text{ (kN/m}^2\text{) (常時)}$$

$$= 18666.7 \text{ (kN/m}^3\text{) (地震時)}$$

$$kH = kH_o \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{-\frac{2}{4}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.195851 \text{ (m}^{-1}\text{) (常時), } 0.195851 \text{ (m}^{-1}\text{) (地震時)}$$

地震時BH算出時の  $\alpha \cdot E_o$ の取扱い：常時

層No	層厚(m)		$\alpha \cdot E_o$ (kN/m <sup>2</sup> )		kH (kN/m <sup>3</sup> )	
	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
1	9.100	9.100	5600	11200	4464	8928
2	4.550	4.550	11200	22400	8928	17856
3	2.550	2.550	56000	112000	44640	89280
4	7.100	7.100	42000	84000	33480	66960
5	1.600	1.600	140000	280000	111600	223199

杭タイプ： 4

杭外径		D = 0.8000	(m)
杭体ヤング係数		E = 4.00 × 10 <sup>7</sup>	(kN/m <sup>2</sup> )
杭体断面二次モーメント		I = 0.015170000	(m <sup>4</sup> )
杭の特性値(換算載荷幅算出)	常時	= 0.195851	(m <sup>-1</sup> )
	地震時	= 0.195851	(m <sup>-1</sup> )
水平抵抗に関する 地盤の深さ	常時 1/	= 5.1059	(m)
	地震時 1/	= 5.1059	(m)

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

$$= 5600.0 \text{ (kN/m}^2\text{) (地震時)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅 } BH = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 2.0211 \text{ (m) (常時)}$$

$$= 2.0211 \text{ (m) (地震時)}$$

$$kH_o = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o = 18666.7 \text{ (kN/m}^2\text{) (常時)}$$

$$= 18666.7 \text{ (kN/m}^3\text{) (地震時)}$$

$$kH = kH_o \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{-\frac{2}{4}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.195851 \text{ (m}^{-1}\text{) (常時), } 0.195851 \text{ (m}^{-1}\text{) (地震時)}$$

地震時BH算出時の  $\alpha \cdot E_o$ の取扱い：常時

層No	層厚(m)		$\alpha \cdot E_o$ (kN/m <sup>2</sup> )		kH (kN/m <sup>3</sup> )	
	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
1	9.300	9.300	5600	11200	4464	8928
2	4.650	4.650	11200	22400	8928	17856
3	2.650	2.650	56000	112000	44640	89279
4	7.300	7.300	42000	84000	33480	66959
5	1.800	1.800	140000	280000	111599	223198

## 5.2 杭軸方向鉛直バネ定数

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

杭種：PHC杭

工法：中掘り杭工法

$$a = 0.010 \cdot (L/D) + 0.36$$

$A_p$ ：杭の換算断面積 (m<sup>2</sup>)

$E_p$ ：杭体のヤング係数 =  $4.00 \times 10^7$  (kN/m<sup>2</sup>)

$D$ ：杭径 (m)

$L$ ：杭長 (m)

杭タイプ	$A_p$ (m <sup>2</sup> )	$L$ (m)	$D$ (m)	$a$	$K_v$ (kN/m)
1	0.24850	23.300	0.8000	0.6513	277829
2	0.24850	24.100	0.8000	0.6612	272731
3	0.24850	24.900	0.8000	0.6713	267961
4	0.24850	25.700	0.8000	0.6812	263487

### 5.3 許容支持力・引抜力の計算

杭タイプ： 1

#### 1) 杭の諸元

杭 種 : PHC杭 800.0 (mm)  
 工 法 : 中掘り杭 (セメントミルク噴出攪拌)  
 設計杭長 : L = 26.000 (m)  
 突出杭長 : Lo = 0.700 (m) (現地盤面から上を示す)  
 杭の種類 : 支持杭

#### 2) 許容支持力の計算

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

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i) \quad (\text{常 時}), (\text{地震時(液無)})$$

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i \cdot DE_i) \quad (\text{地震時(液有)})$$

R<sub>a</sub> : 杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力 (kN)

n : 安全率 3.0 (常 時)

2.0 (地震時)

: 安全率の補正係数 = 1.0

R<sub>u</sub> : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q<sub>d</sub> : 杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q_d = 150 \cdot N (7500) \text{ 砂層}$$

$$= 150 \cdot 50.0$$

$$= 7500 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

A<sub>p</sub> : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)

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

U : 杭の周長(m)

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

L<sub>i</sub> : 層厚(m)

f<sub>i</sub> : 層の最大周面摩擦力度(kN/m<sup>2</sup>)

DE<sub>i</sub> : 土質定数の低減係数 (地震時のみ)

W<sub>s</sub> : 杭で置き換えられる部分の土の有効重量(kN)

$$W_s = A_p \cdot (i \cdot L_i)$$

i : 土の有効単位重量(kN/m<sup>3</sup>)

#### 周面摩擦力および杭で置き換えられる部分の土の有効重量

・常 時

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	層厚 L <sub>i</sub> (m)	i (kN/m <sup>3</sup> )	W <sub>s</sub> (kN)	f <sub>i</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> · f <sub>i</sub> (kN/m)
1	粘性	2.0	30.0	2.000	6.99	7.0	0.0	0.0
1	粘性	2.0	30.0	8.700	6.99	30.6	0.0	0.0
2	粘性	4.0	30.0	4.350	6.99	15.3	20.0	87.0
3	砂質	20.0	0.0	2.350	8.99	10.6	20.0	47.0
4	粘性	15.0	30.0	6.700	6.99	23.5	75.0	502.5
5	砂質	50.0	0.0	1.200	9.99	6.0	50.0	60.0
計				25.300		93.1		696.5



・地震時(液無)

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	層厚 Li (m)	i (kN/m <sup>3</sup> )	Ws (kN)	fi (kN/m <sup>2</sup> )	Li・fi (kN/m)
1	粘性	2.0	30.0	2.000	6.99	7.0	0.0	0.0
1	粘性	2.0	30.0	8.700	6.99	30.6	0.0	0.0
2	粘性	4.0	30.0	4.350	6.99	15.3	20.0	87.0
3	砂質	20.0	0.0	2.350	8.99	10.6	20.0	47.0
4	粘性	15.0	30.0	6.700	6.99	23.5	75.0	502.5
5	砂質	50.0	0.0	1.200	9.99	6.0	50.0	60.0
計				25.300		93.1		696.5

地盤から決まる極限支持力

常 時

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

$$= 7500 \cdot 0.503 + 2.513 \cdot 696.5 = 5520 \text{ (kN)}$$

地震時(液無)

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

$$= 7500 \cdot 0.503 + 2.513 \cdot 696.5 = 5520 \text{ (kN)}$$

W : 杭の有効重量(kN) ( )内は地震時を示す。

$$W = (W'' \cdot L + Wo \cdot Lo) = 97.3( 97.3) \text{ (kN)}$$

上杭

$$W'' : \text{水中部単位長重量 (kN/m)} = 3.74$$

$$L : \text{水中部杭長 (m)} = 26.000(26.000)$$

$$Wo : \text{水位上部単位長重量(kN/m)} = 6.08$$

$$Lo : \text{水位上部杭長 (m)} = 0.000( 0.000)$$

許容支持力

常 時  $Ra = \frac{1.0}{3.0} \cdot ( 5520 - 93.1) + 93.1 - 97.3 = 1805 \text{ (kN)}$

地震時(液無)  $Ra = \frac{1.0}{2.0} \cdot ( 5520 - 93.1) + 93.1 - 97.3 = 2709 \text{ (kN)}$

3)許容引抜力の計算

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

$$Pu = U \cdot (Li \cdot fi) \quad (\text{常 時}), (\text{地震時(液無)})$$

$$Pu = U \cdot (Li \cdot fi \cdot DEi) \quad (\text{地震時(液有)})$$

Pa : 杭頭における杭の軸方向許容引抜力 (kN)

n : 安全率 6.0 (常 時)

3.0 (地震時)

Pu : 地盤から決まる杭の極限引抜力 (kN)

$$Pu = 2.513 \cdot 696.5 = 1750 \text{ (kN)} \quad (\text{常 時})$$

$$Pu = 2.513 \cdot 696.5 = 1750 \text{ (kN)} \quad (\text{地震時(液無)})$$

W : 杭の有効重量 97.3 (kN) (常 時)

97.3 (kN) (地震時)

許容引抜力

$$\text{常 時} \quad P_a = \frac{1}{6.0} \cdot 1750 + 97.3 = 389 \text{ (kN)}$$

$$\text{地震時(液無)} \quad P_a = \frac{1}{3.0} \cdot 1750 + 97.3 = 681 \text{ (kN)}$$

4)計算結果一覧

(kN/本)		
許容支持力	常 時	1805
	地震時(液無)	2709
許容引抜力	常 時	389
	地震時(液無)	681

杭タイプ： 2

1)杭の諸元

- 杭 種 : PHC杭 800.0 (mm)
- 工 法 : 中掘り杭 (セメントミルク噴出攪拌)
- 設計杭長 : L = 27.000 (m)
- 突出杭長 : Lo = 0.900 (m) (現地盤面から上を示す)
- 杭の種類 : 支持杭

2)許容支持力の計算

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

$$R_u = qd \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i) \quad (\text{常 時}), (\text{地震時(液無)})$$

$$R_u = qd \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i \cdot DE_i) \quad (\text{地震時(液有)})$$

Ra : 杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力 (kN)

n : 安全率 3.0 (常 時)

2.0 (地震時)

: 安全率の補正係数 = 1.0

Ru : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

qd : 杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$qd = 150 \cdot N (7500) \text{ 砂層}$$

$$= 150 \cdot 50.0$$

$$= 7500 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Ap : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)

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

U : 杭の周長(m)

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

Li : 層厚(m)

fi : 層の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

DEi : 土質定数の低減係数 (地震時のみ)

Ws : 杭で置き換えられる部分の土の有効重量(kN)

$$W_s = A_p \cdot (i \cdot L_i)$$

i : 土の有効単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)

周面摩擦力および杭で置き換えられる部分の土の有効重量

・常時

層No	土質	平均N値	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	層厚 Li (m)	i (kN/m <sup>3</sup> )	Ws (kN)	fi (kN/m <sup>2</sup> )	Li・fi (kN/m)
1	粘性	2.0	30.0	2.000	6.99	7.0	0.0	0.0
1	粘性	2.0	30.0	8.900	6.99	31.3	0.0	0.0
2	粘性	4.0	30.0	4.450	6.99	15.6	20.0	89.0
3	砂質	20.0	0.0	2.450	8.99	11.1	20.0	49.0
4	粘性	15.0	30.0	6.900	6.99	24.2	75.0	517.5
5	砂質	50.0	0.0	1.400	9.99	7.0	50.0	70.0
計				26.100		96.3		725.5

・地震時(液無)

層No	土質	平均N値	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	層厚 Li (m)	i (kN/m <sup>3</sup> )	Ws (kN)	fi (kN/m <sup>2</sup> )	Li・fi (kN/m)
1	粘性	2.0	30.0	2.000	6.99	7.0	0.0	0.0
1	粘性	2.0	30.0	8.900	6.99	31.3	0.0	0.0
2	粘性	4.0	30.0	4.450	6.99	15.6	20.0	89.0
3	砂質	20.0	0.0	2.450	8.99	11.1	20.0	49.0
4	粘性	15.0	30.0	6.900	6.99	24.2	75.0	517.5
5	砂質	50.0	0.0	1.400	9.99	7.0	50.0	70.0
計				26.100		96.3		725.5

地盤から決まる極限支持力

常時

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

$$= 7500 \cdot 0.503 + 2.513 \cdot 725.5 = 5593 \text{ (kN)}$$

地震時(液無)

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

$$= 7500 \cdot 0.503 + 2.513 \cdot 725.5 = 5593 \text{ (kN)}$$

W : 杭の有効重量(kN) ( )内は地震時を示す。

$$W = (W'' \cdot L + Wo \cdot Lo) = 101.0( 101.0) \text{ (kN)}$$

上杭

$$W'' : \text{水中部単位長重量 (kN/m)} = 3.74$$

$$L : \text{水中部杭長 (m)} = 27.000(27.000)$$

$$Wo : \text{水位上部単位長重量(kN/m)} = 6.08$$

$$Lo : \text{水位上部杭長 (m)} = 0.000( 0.000)$$

許容支持力

$$\text{常時} \quad Ra = \frac{1.0}{3.0} \cdot ( 5593 - 96.3) + 96.3 - 101.0 = 1828 \text{ (kN)}$$

$$\text{地震時(液無)} \quad Ra = \frac{1.0}{2.0} \cdot ( 5593 - 96.3) + 96.3 - 101.0 = 2744 \text{ (kN)}$$

## 3) 許容引抜力の計算

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

$$P_u = U \cdot (L_i \cdot f_i) \quad (\text{常 時}), (\text{地震時(液無)})$$

$$P_u = U \cdot (L_i \cdot f_i \cdot DE_i) \quad (\text{地震時(液有)})$$

$P_a$  : 杭頭における杭の軸方向許容引抜力 (kN)

$n$  : 安全率 6.0 (常 時)

3.0 (地震時)

$P_u$  : 地盤から決まる杭の極限引抜力 (kN)

$$P_u = 2.513 \cdot 725.5 = 1823 \text{ (kN)} \quad (\text{常 時})$$

$$P_u = 2.513 \cdot 725.5 = 1823 \text{ (kN)} \quad (\text{地震時(液無)})$$

$W$  : 杭の有効重量 101.0 (kN) (常 時)

101.0 (kN) (地震時)

## 許容引抜力

$$\text{常 時} \quad P_a = \frac{1}{6.0} \cdot 1823 + 101.0 = 405 \text{ (kN)}$$

$$\text{地震時(液無)} \quad P_a = \frac{1}{3.0} \cdot 1823 + 101.0 = 709 \text{ (kN)}$$

## 4) 計算結果一覧

		(kN/本)
許容支持力	常 時	1828
	地震時(液無)	2744
許容引抜力	常 時	405
	地震時(液無)	709

杭タイプ : 3

## 1) 杭の諸元

杭 種 : PHC杭 800.0 (mm)

工 法 : 中掘り杭 (セメントミルク噴出攪拌)

設計杭長 : L = 28.000 (m)

突出杭長 : Lo = 1.100 (m) (現地盤面から上を示す)

杭の種類 : 支持杭

2)許容支持力の計算

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

$$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot (Li \cdot fi) \quad (\text{常 時}), (\text{地震時(液無)})$$

$$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot (Li \cdot fi \cdot DEi) \quad (\text{地震時(液有)})$$

Ra : 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 3.0 (常 時)

2.0 (地震時)

: 安全率の補正係数 = 1.0

Ru : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

qd : 杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$qd = 150 \cdot N (7500) \text{ 砂層}$$

$$= 150 \cdot 50.0$$

$$= 7500 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Ap : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)

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

U : 杭の周長(m)

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

Li : 層厚(m)

fi : 層の最大周面摩擦力度(kN/m<sup>2</sup>)

DEi : 土質定数の低減係数 (地震時のみ)

Ws : 杭で置き換えられる部分の土の有効重量(kN)

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

i : 土の有効単位重量(kN/m<sup>3</sup>)

周面摩擦力および杭で置き換えられる部分の土の有効重量

・常 時

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	層厚 Li (m)	i (kN/m <sup>3</sup> )	Ws (kN)	fi (kN/m <sup>2</sup> )	Li · fi (kN/m)
1	粘性	2.0	30.0	2.000	6.99	7.0	0.0	0.0
1	粘性	2.0	30.0	9.100	6.99	32.0	0.0	0.0
2	粘性	4.0	30.0	4.550	6.99	16.0	20.0	91.0
3	砂質	20.0	0.0	2.550	8.99	11.5	20.0	51.0
4	粘性	15.0	30.0	7.100	6.99	24.9	75.0	532.5
5	砂質	50.0	0.0	1.600	9.99	8.0	50.0	80.0
計				26.900		99.5		754.5

・地震時(液無)

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	層厚 Li (m)	i (kN/m <sup>3</sup> )	Ws (kN)	fi (kN/m <sup>2</sup> )	Li · fi (kN/m)
1	粘性	2.0	30.0	2.000	6.99	7.0	0.0	0.0
1	粘性	2.0	30.0	9.100	6.99	32.0	0.0	0.0
2	粘性	4.0	30.0	4.550	6.99	16.0	20.0	91.0
3	砂質	20.0	0.0	2.550	8.99	11.5	20.0	51.0
4	粘性	15.0	30.0	7.100	6.99	24.9	75.0	532.5
5	砂質	50.0	0.0	1.600	9.99	8.0	50.0	80.0

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	層厚 Li (m)	i (kN/m <sup>3</sup> )	Ws (kN)	fi (kN/m <sup>2</sup> )	Li · fi (kN/m)
計				26.900		99.5		754.5

地盤から決まる極限支持力

常 時

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

$$= 7500 \cdot 0.503 + 2.513 \cdot 754.5 = 5666 \text{ (kN)}$$

地震時(液無)

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

$$= 7500 \cdot 0.503 + 2.513 \cdot 754.5 = 5666 \text{ (kN)}$$

W : 杭の有効重量(kN) ( )内は地震時を示す。

$$W = (W'' \cdot L + Wo \cdot Lo) = 104.7 \text{ ( } 104.7 \text{ ) (kN)}$$

上杭

W'' : 水中部単位長重量 (kN/m) = 3.74  
 L : 水中部杭長 (m) = 28.000(28.000)  
 Wo : 水位上部単位長重量(kN/m) = 6.08  
 Lo : 水位上部杭長 (m) = 0.000( 0.000)

許容支持力

常 時  $Ra = \frac{1.0}{3.0} \cdot ( 5666 - 99.5) + 99.5 - 104.7 = 1850 \text{ (kN)}$

地震時(液無)  $Ra = \frac{1.0}{2.0} \cdot ( 5666 - 99.5) + 99.5 - 104.7 = 2778 \text{ (kN)}$

3)許容引抜力の計算

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

$Pu = U \cdot (Li \cdot fi)$  (常 時), (地震時(液無))

$Pu = U \cdot (Li \cdot fi \cdot DEi)$  (地震時(液有))

Pa : 杭頭における杭の軸方向許容引抜力 (kN)

n : 安全率 6.0 (常 時)

3.0 (地震時)

Pu : 地盤から決まる杭の極限引抜力 (kN)

$Pu = 2.513 \cdot 754.5 = 1896 \text{ (kN)}$  (常 時)

$Pu = 2.513 \cdot 754.5 = 1896 \text{ (kN)}$  (地震時(液無))

W : 杭の有効重量 104.7 (kN) (常 時)

104.7 (kN) (地震時)

許容引抜力

常 時  $Pa = \frac{1}{6.0} \cdot 1896 + 104.7 = 421 \text{ (kN)}$

地震時(液無)  $Pa = \frac{1}{3.0} \cdot 1896 + 104.7 = 737 \text{ (kN)}$

4) 計算結果一覧

		(kN/本)
許容支持力	常 時	1850
	地震時(液無)	2778
許容引拔力	常 時	421
	地震時(液無)	737

杭タイプ： 4

1) 杭の諸元

杭 種 : PHC杭 800.0 (mm)  
 工 法 : 中掘り杭 (セメントミルク噴出攪拌)  
 設計杭長 : L = 29.000 (m)  
 突出杭長 : Lo = 1.300 (m) (現地盤面から上を示す)  
 杭の種類 : 支持杭

2) 許容支持力の計算

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

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i) \quad (\text{常 時}), (\text{地震時(液無)})$$

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i \cdot DE_i) \quad (\text{地震時(液有)})$$

R<sub>a</sub> : 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 3.0 (常 時)

2.0 (地震時)

: 安全率の補正係数 = 1.0

R<sub>u</sub> : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q<sub>d</sub> : 杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q_d = 150 \cdot N (7500) \text{ 砂層}$$

$$= 150 \cdot 50.0$$

$$= 7500 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

A<sub>p</sub> : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)

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

U : 杭の周長(m)

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

L<sub>i</sub> : 層厚(m)

f<sub>i</sub> : 層の最大周面摩擦力度(kN/m<sup>2</sup>)

DE<sub>i</sub> : 土質定数の低減係数 (地震時のみ)

W<sub>s</sub> : 杭で置き換えられる部分の土の有効重量(kN)

$$W_s = A_p \cdot (i \cdot L_i)$$

i : 土の有効単位重量(kN/m<sup>3</sup>)

周面摩擦力および杭で置き換えられる部分の土の有効重量

・ 常 時

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	層厚 L <sub>i</sub> (m)	i (kN/m <sup>3</sup> )	W <sub>s</sub> (kN)	f <sub>i</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> · f <sub>i</sub> (kN/m)
1	粘性	2.0	30.0	2.000	6.99	7.0	0.0	0.0

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	層厚 Li (m)	i (kN/m <sup>3</sup> )	Ws (kN)	fi (kN/m <sup>2</sup> )	Li・fi (kN/m)
1	粘性	2.0	30.0	9.300	6.99	32.7	0.0	0.0
2	粘性	4.0	30.0	4.650	6.99	16.3	20.0	93.0
3	砂質	20.0	0.0	2.650	8.99	12.0	20.0	53.0
4	粘性	15.0	30.0	7.300	6.99	25.6	75.0	547.5
5	砂質	50.0	0.0	1.800	9.99	9.0	50.0	90.0
計				27.700		102.7		783.5

・地震時(液無)

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	層厚 Li (m)	i (kN/m <sup>3</sup> )	Ws (kN)	fi (kN/m <sup>2</sup> )	Li・fi (kN/m)
1	粘性	2.0	30.0	2.000	6.99	7.0	0.0	0.0
1	粘性	2.0	30.0	9.300	6.99	32.7	0.0	0.0
2	粘性	4.0	30.0	4.650	6.99	16.3	20.0	93.0
3	砂質	20.0	0.0	2.650	8.99	12.0	20.0	53.0
4	粘性	15.0	30.0	7.300	6.99	25.6	75.0	547.5
5	砂質	50.0	0.0	1.800	9.99	9.0	50.0	90.0
計				27.700		102.7		783.5

地盤から決まる極限支持力

常時

$$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot (Li \cdot fi) \\ = 7500 \cdot 0.503 + 2.513 \cdot 783.5 = 5739 \text{ (kN)}$$

地震時(液無)

$$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot (Li \cdot fi) \\ = 7500 \cdot 0.503 + 2.513 \cdot 783.5 = 5739 \text{ (kN)}$$

W : 杭の有効重量(kN) ( )内は地震時を示す。

$$W = (W'' \cdot L + Wo \cdot Lo) = 108.5(108.5) \text{ (kN)}$$

上杭

$$W'' : \text{水中部単位長重量 (kN/m)} = 3.74$$

$$L : \text{水中部杭長 (m)} = 29.000(29.000)$$

$$Wo : \text{水位上部単位長重量(kN/m)} = 6.08$$

$$Lo : \text{水位上部杭長 (m)} = 0.000(0.000)$$

許容支持力

$$\text{常時} \quad Ra = \frac{1.0}{3.0} \cdot (5739 - 102.7) + 102.7 - 108.5 = 1873 \text{ (kN)}$$

$$\text{地震時(液無)} \quad Ra = \frac{1.0}{2.0} \cdot (5739 - 102.7) + 102.7 - 108.5 = 2812 \text{ (kN)}$$



### 3)許容引抜力の計算

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

$$P_u = U \cdot (L_i \cdot f_i) \quad (\text{常 時}), (\text{地震時(液無)})$$

$$P_u = U \cdot (L_i \cdot f_i \cdot DE_i) \quad (\text{地震時(液有)})$$

$P_a$  : 杭頭における杭の軸方向許容引抜力 (kN)

$n$  : 安全率 6.0 (常 時)

3.0 (地震時)

$P_u$  : 地盤から決まる杭の極限引抜力 (kN)

$$P_u = 2.513 \cdot 783.5 = 1969 \text{ (kN)} \quad (\text{常 時})$$

$$P_u = 2.513 \cdot 783.5 = 1969 \text{ (kN)} \quad (\text{地震時(液無)})$$

$W$  : 杭の有効重量 108.5 (kN) (常 時)

108.5 (kN) (地震時)

#### 許容引抜力

$$\text{常 時} \quad P_a = \frac{1}{6.0} \cdot 1969 + 108.5 = 437 \text{ (kN)}$$

$$\text{地震時(液無)} \quad P_a = \frac{1}{3.0} \cdot 1969 + 108.5 = 765 \text{ (kN)}$$

#### 4)計算結果一覧

		(kN/本)
許容支持力	常 時	1873
	地震時(液無)	2812
許容引抜力	常 時	437
	地震時(液無)	765

## 6章 杭頭結合計算

### 6.1 設計条件

#### 1) 杭頭結合方法および諸元

結合方法：方法B

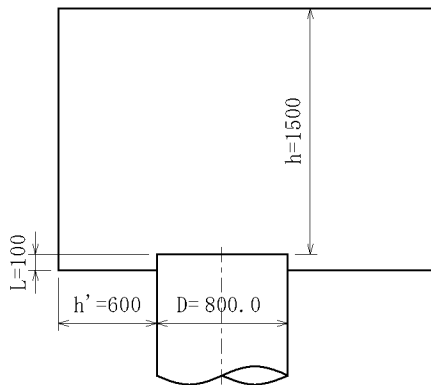
杭 種：PHC杭

杭 径： = 800.0 (mm)

板 厚： t = 110.0 (mm)

材 料：フーチングコンクリート設計基準強度  $c_k = 24.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
補強鉄筋材質 SD345

#### 2) 杭頭部形状図



#### 3) 杭頭作用力

case	荷重名略称	割増係数	鉛直反力(kN)		水平反力(kN)		モーメント(kN.m)	
			PNmax	PNmin	PHmax	水平端部	1:杭頭	2:地中部
1	常時	1.00	1060.3	1060.3	63.6	63.6	227.0	241.9
2	地震時	1.50	1400.6	1400.6	178.2	178.2	542.1	632.6

## 6.2 杭頭とフーチング結合部の応力度照査

### (1) 押込み力に対する照査

#### 1) フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{PN_{max}}{(\pi/4) \cdot D^2} \leq \sigma_{ba}$$

PNmax : 軸方向最大押込み力 (N)

D : 杭外径 = 800.0 (mm)

case	荷重名略称	PNmax (kN)	cv (N/mm <sup>2</sup> )	ba (N/mm <sup>2</sup> )	判定
1	常時	1060.3	2.11	7.20	OK
2	地震時	1400.6	2.79	10.80	OK

#### 2) フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

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

h : 垂直方向の押抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ = 1500 (mm)

case	荷重名略称	PNmax (kN)	v (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	判定
1	常時	1060.3	0.098	0.900	OK
2	地震時	1400.6	0.129	0.900	OK

### (2) 水平力および曲げモーメントに対する照査

#### 1) フーチングコンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch} = \frac{PH_{max}}{D \cdot L} \leq \sigma_{ba}$$

PHmax : 軸直角方向力 (N)

L : 杭の埋込み長 = 100 (mm)

case	荷重名略称	PHmax (kN)	ch (N/mm <sup>2</sup> )	ba (N/mm <sup>2</sup> )	判定
1	常時	63.6	0.79	7.20	OK
2	地震時	178.2	2.23	10.80	OK

#### 2) フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度

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

PH : 水平端部杭の軸直角方向力 (N)

h' : 水平方向の押抜きせん断力に抵抗するフーチングの有効厚さ = 600 (mm)

case	荷重名略称	PH (kN)	h (N/mm <sup>2</sup> )	a (N/mm <sup>2</sup> )	判定
1	常時	63.6	0.048	0.900	OK
2	地震時	178.2	0.135	0.900	OK

### 6.3 仮想鉄筋コンクリート断面照査

#### 1) 断面

杭外径  $D = 800.00$  (mm)  
 仮想RC断面直径  $D_o = 1000.00$  (mm)  
 内径  $R_o = 0.00$  (mm)

#### 2) 鉄筋

段	鉄筋	かぶり (mm)	As (cm <sup>2</sup> )	種類
1	D25 - 16 (@ 135)	155	81.07	杭体内補強鉄筋
As = 81.07 (cm <sup>2</sup> )				

#### 3) 仮想鉄筋コンクリート断面の照査

No	荷重名略称	軸力	断面力		中立軸 X (cm)	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		許容値 (N/mm <sup>2</sup> )		判定
			M (kN.m)	N (kN)		c	s	ca	sa	
1	常時	Nmax	227.0	1060.3	73.26	3.38	-40.03	8.00	-200.00	OK
		Nmin		1060.3	73.26	3.38	-40.03		-200.00	
2	地震時	Nmax	542.1	1400.6	49.59	8.55	90.30	12.00	300.00	OK
		Nmin		1400.6	49.59	8.55	90.30		300.00	

Mは杭頭部の曲げモーメントとする。

#### 4) 必要鉄筋量の照査

鉄筋量  $A_s = 81.07$  (cm<sup>2</sup>)      必要鉄筋量  $A_{sr} = 18.28$  (cm<sup>2</sup>)      OK

## 6.4 杭頭補強鉄筋の定着長

$$L = L_o + 10 \cdot d$$

$$L_o = \frac{\sigma_{sa} \cdot A_{st}}{\tau_{oa} \cdot u}$$

- L : 埋込み長 (mm)  
 L<sub>o</sub> : 鉄筋の定着長 (mm)  
 σ<sub>sa</sub> : 鉄筋の許容引張応力度 = 200.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
 τ<sub>oa</sub> : 許容付着応力度 = 1.600 (N/mm<sup>2</sup>)  
 A<sub>st</sub> : 杭頭補強鉄筋：断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 u : " : 周長 (mm)  
 d : " : 径 (mm)

段	d (mm)	u (mm)	A <sub>st</sub> (mm <sup>2</sup> )	L <sub>o</sub> (mm)	L (mm)
1	25	80	506.7	792	1042

フーチング下面主鉄筋中心位置よりLを確保する。

## 6.5 杭頭カットオフ区間の杭本体照査

### 1) 断面諸元

杭種 PHC杭

#### 杭体部

杭径	D = 80.00 (cm)
厚さ	t = 11.00 (cm)
杭体断面積	Ac1 = 2384.47 (cm <sup>2</sup> )
杭体内補強鉄筋 D25 - 16 (@ 135)	= 81.07 (cm <sup>2</sup> )
PC鋼材	= 25.12 (cm <sup>2</sup> )
	As1 = 106.19 (cm <sup>2</sup> )
鉄筋中心までの半径	rs1 = 34.50 (cm)
スパイラル鉄筋の断面積	Ap = 0.713 (cm <sup>2</sup> ) (1本当たりの断面積)
” 間隔	s = 5.0 (cm)
ヤング係数比	n = 15
許容応力度	
コンクリート	ca = 27.00 (N/mm <sup>2</sup> )
	ap = 0.850 (N/mm <sup>2</sup> )
鉄筋	sa = 180.00 (N/mm <sup>2</sup> )
スパイラル鉄筋	sa = 160.00 (N/mm <sup>2</sup> )
スパイラル鉄筋 (基本値)	sa = 200.00 (N/mm <sup>2</sup> )

#### 中詰め部

中詰め部外径	d = 58.00 (cm)
中詰め部断面積	Ac2 = 2642.08 (cm <sup>2</sup> )
中詰め部補強鉄筋 D16 - 8 (@ 149)	= 15.89 (cm <sup>2</sup> )
鉄筋中心までの半径	rs2 = 19.00 (cm)
ヤング係数比	n = 15
許容応力度	
コンクリート	ca = 7.00 (N/mm <sup>2</sup> )
	ac = 0.360 (N/mm <sup>2</sup> )
鉄筋	sa = 180.00 (N/mm <sup>2</sup> )

### 2) 軸力および曲げモーメントに対する照査

#### (1) 作用軸力および許容応力度

Nmax : 最大軸力 (kN)

Nmin : 最小軸力 (kN)

ca1 : 杭体コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

ca2 : 中詰め部コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

sa : 補強鉄筋の許容曲げ引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

No	荷重名称	割増係数	Nmax (kN)	Nmin (kN)	ca1 (N/mm <sup>2</sup> )	ca2 (N/mm <sup>2</sup> )	sa (N/mm <sup>2</sup> )
1	常時	1.00	1060.3	1060.3	27.00	7.00	180.00
2	地震時	1.50	1400.6	1400.6	40.00	10.50	300.00

(2)許容抵抗曲げモーメントおよび照査結果

$$Ma = Ma1 + Ma2 \quad M$$

- Ma : 許容抵抗曲げモーメント (kN.m)
- M : 杭頭モーメント (kN.m)
- Mr1 : 最大軸力に対する杭体部許容抵抗曲げモーメント (kN.m)
- Mr2 : 最小軸力に対する杭体部許容抵抗曲げモーメント (kN.m)
- Ma1 : Mr1とMr2のうち小さい方の値 (kN.m)
- Ma2 : 中詰め部許容抵抗曲げモーメント (kN.m) (軸力 N = 0)

No	荷重名称	Mr1 (kN.m)	Mr2 (kN.m)	Ma1 (kN.m)	Ma2 (kN.m)	Ma (kN.m)	M (kN.m)	判定
1	常時	612.6	612.6	612.6	43.2	655.8	227.0	
2	地震時	943.8	943.8	943.8	72.0	1015.7	542.1	

3)せん断力に対する照査

$$Ha = Ha1 + Ha2 \quad H$$

- Ha : 許容せん断力 (kN)
- H : 作用せん断力 (kN)
- Ha1 : 杭体部の許容せん断力 (kN)

斜引張鉄筋 (スパイラル鉄筋) と共同してせん断力を負担する場合のせん断力とする。

- Ha1 : 許容せん断力 (kN)

$$Ha1 = Sc + Ss$$

- Sc : コンクリートの負担するせん断力 (kN)

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

- Ss : 斜引張鉄筋の負担するせん断力 (kN)

$$Ss = \frac{Aw \cdot \sigma_{sa} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot s}$$

ap : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の杭体の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

- CN : 軸方向圧縮力による補正係数

$$CN = 1 + \frac{Mo}{M} \quad \text{ただし, } 1 \leq CN \leq 2$$

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

$$Mo = \frac{N}{Ac} \cdot \frac{Ic}{y}$$

- M : 部材断面に作用する曲げモーメント (kN.m)

- b : 部材断面幅 (等積箱形断面の腹部の合計幅とする) b = 195 (mm)

- d : 部材断面の有効高 (等積箱形断面の有効高とする) d = 665 (mm)

- Aw : 間隔sおよび角度 θ で配筋される斜引張鉄筋の断面積 Aw = 1.426 × 10<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

- sa : 斜引張鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

- s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 s = 50 (mm)

: 斜引張鉄筋が部材軸方向となす角度 (90° とする)

- N : 部材断面に作用する軸方向圧縮力 (kN)

- Ac : 部材断面積 Ac = 0.2384 × 10<sup>6</sup> (mm<sup>2</sup>)

- Ic : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント Ic = 0.0146 × 10<sup>12</sup> (mm<sup>4</sup>)

- y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離 y = 400 (mm)

Ha2 : 中詰め部の許容せん断力 (kN)

等積正方形断面に置き換えた有効断面積に、中詰めコンクリートの許容せん断応力度を乗じて中詰め部の許容せん断力とする。

Ha2 : 許容せん断力 (kN)

$$Ha2 = b \cdot d \cdot a'$$

a' : 荷重の割増しを考慮した許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$a' = Ce \cdot Cpt \cdot CN \cdot ac$$

Ce : 部材断面の有効高dに関する補正係数 Ce = 1.327

Cpt : 軸方向引張鉄筋比ptに関する補正係数 Cpt = 1.061

ac : 中詰め部の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

pt : 軸方向引張鉄筋比(%)で、引張側主鉄筋量をbdで除した値 pt = 0.36 (%)

b : 部材断面幅 (等積箱形断面の腹部の合計幅とする) b = 514 (mm)

d : 部材断面の有効高 (等積箱形断面の有効高とする) d = 428 (mm)

As : 軸方向鉄筋量で、中詰め部補強鉄筋量とする As = 15.89 × 10<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

Ac : 部材断面積 Ac = 0.2642 × 10<sup>6</sup> (mm<sup>2</sup>)

Ic : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント Ic = 0.0056 × 10<sup>12</sup> (mm<sup>4</sup>)

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離 y = 290 (mm)

No	荷重名略称	ap (N/mm <sup>2</sup> )	Mo (kN.m)	CN	sa (N/mm <sup>2</sup> )	Sc (kN)	Ss (kN)	Ha1 (kN)
1	常時	0.850	161.8	1.713	160.00	188.8	263.9	452.7
2	地震時	1.275	213.7	1.394	300.00	230.5	494.8	725.3

No	荷重名略称	ac (N/mm <sup>2</sup> )	Mo (kN.m)	CN	a' (N/mm <sup>2</sup> )	Ha2 (kN)	Ha (kN)	H (kN)	判定
1	常時	0.360	76.9	1.339	0.678	149.3	602.0	63.6	
2	地震時	0.540	101.5	1.187	0.903	198.6	923.9	178.2	





3. 単杭および群杭に関する補正係数

群杭による補正係数

砂質土

$$k = 0.66667$$

$$p \cdot p = 2.500 \quad \text{橋軸方向}$$

$$p \cdot p = 2.500 \quad \text{橋軸直角方向}$$

粘性土

$$k = 0.66667$$

$$p = 1.000$$

単杭による補正係数

砂質土

$$k = 1.500$$

$$p = 3.000$$

粘性土

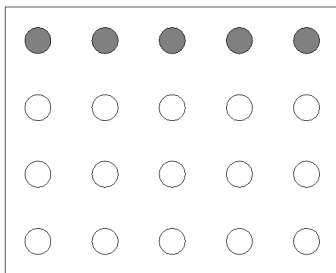
$$k = 1.500$$

$$p = 1.500 \quad (2 < N)$$

$$p = 1.000 \quad (N \geq 2)$$

4. 地盤データ

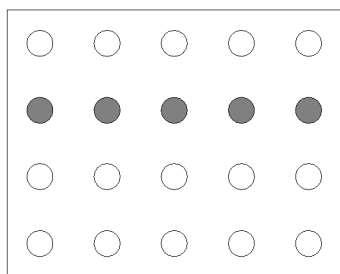
- ・地盤タイプ：1



No	層種	層厚 (m)	平均 N値	受働土圧強度pp (kN/m <sup>2</sup> )		地盤反力係数 kHE (kN/m <sup>3</sup> )	着目点ピッチ (m)
				層上面	層下面		
1	突出部	2.700	0.0	0.00	0.00	0.000	0.200
2	粘性土	8.700	2.0	60.00	120.81	8927.959	0.200
3	粘性土	4.350	4.0	120.81	151.22	17855.917	0.200
4	砂質土	2.350	20.0	412.94	508.58	89279.579	0.200
5	粘性土	6.700	15.0	172.35	219.18	66959.686	0.200
6	砂質土	1.200	50.0	557.95	599.97	223198.960	0.200

耐震設計上の地盤面：第 2層上面

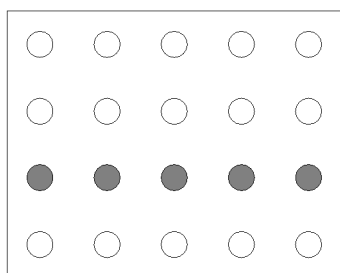
・地盤タイプ : 2



No	層種	層厚 (m)	平均 N値	受働土圧強度pp (kN/m <sup>2</sup> )		地盤反力係数 kHE (kN/m <sup>3</sup> )	着目点ピッチ (m)
				層上面	層下面		
1	突出部	2.900	0.0	0.00	0.00	0.000	0.200
2	粘性土	8.900	2.0	60.00	122.21	8927.945	0.200
3	粘性土	4.450	4.0	122.21	153.32	17855.890	0.200
4	砂質土	2.450	20.0	422.43	522.14	89279.446	0.200
5	粘性土	6.900	15.0	175.34	223.57	66959.585	0.200
6	砂質土	1.400	50.0	573.35	622.37	223198.632	0.200

耐震設計上の地盤面 : 第 2層上面

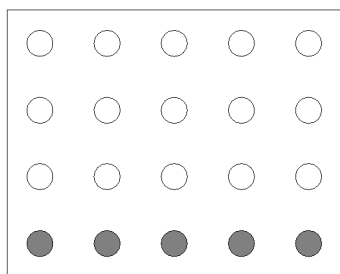
・地盤タイプ : 3



No	層種	層厚 (m)	平均 N値	受働土圧強度pp (kN/m <sup>2</sup> )		地盤反力係数 kHE (kN/m <sup>3</sup> )	着目点ピッチ (m)
				層上面	層下面		
1	突出部	3.100	0.0	0.00	0.00	0.000	0.200
2	粘性土	9.100	2.0	60.00	123.61	8928.020	0.200
3	粘性土	4.550	4.0	123.61	155.41	17856.040	0.200
4	砂質土	2.550	20.0	431.93	535.70	89280.204	0.200
5	粘性土	7.100	15.0	178.34	227.97	66960.147	0.200
6	砂質土	1.600	50.0	588.75	644.78	223200.507	0.200

耐震設計上の地盤面 : 第 2層上面

・地盤タイプ：4



No	層種	層厚 (m)	平均 N値	受働土圧強度pp (kN/m <sup>2</sup> )		地盤反力係数 kHE (kN/m <sup>3</sup> )	着目点ピッチ (m)
				層上面	層下面		
1	突出部	3.300	0.0	0.00	0.00	0.000	0.200
2	粘性土	9.300	2.0	60.00	125.01	8927.963	0.200
3	粘性土	4.650	4.0	125.01	157.51	17855.925	0.200
4	砂質土	2.650	20.0	441.42	549.27	89279.618	0.200
5	粘性土	7.300	15.0	181.33	232.36	66959.718	0.200
6	砂質土	1.800	50.0	604.15	667.18	223199.053	0.200

耐震設計上の地盤面：第 2層上面

5. 杭本体データ

・(1,1)杭

杭の単位長さ当り重量 w = 6.08 (kN/m)

中詰めコンクリート充填範囲 = 0.00 (m)

スパイラル鉄筋：断面積 = 0.713 (cm<sup>2</sup>)

間隔s = 5.0 (cm)

有効長d = 72.0 (cm)

降伏強度 sy = 345.00 (N/mm<sup>2</sup>)

PC鋼材：降伏強度 py = 1275.00 (N/mm<sup>2</sup>)

引張強度 pu = 1420.00 (N/mm<sup>2</sup>)

ヤング係数 (× 10<sup>5</sup>) = 2.00 (N/mm<sup>2</sup>)

No	区間長 (m)	PC鋼材量 (cm <sup>2</sup> )	配置半径(mm)
1	26.000	25.12	350.0

杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径 Do = 1000.00 (mm)

内径 Ro = 0.00 (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)	補強鉄筋
1	D25	16	155	杭体内補強鉄筋

M-

死荷重時軸力 (橋軸方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	軸力 N (kN)	仮想RC断面My (kN.m)
1	26.000	580.1 0.0009466	1088.2 0.0048339	1283.7 0.0137465	721.9	919.2

軸力 = 0.0時 (橋軸直角方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	仮想RC断面My (kN.m)
1	26.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5

・ (1,2)杭

杭の単位長さ当り重量 w = 6.08 (kN/m)  
 中詰めコンクリート充填範囲 = 0.00 (m)  
 スパイラル鉄筋：断面積 = 0.713 (cm<sup>2</sup>)  
                   間隔s = 5.0 (cm)  
                   有効長d = 72.0 (cm)  
                   降伏強度 sy = 345.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
 PC鋼材：降伏強度 py = 1275.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
                   引張強度 pu = 1420.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
                   ヤング係数 (× 10<sup>5</sup>) = 2.00 (N/mm<sup>2</sup>)

No	区間長 (m)	PC鋼材量 (cm <sup>2</sup> )	配置半径(mm)
1	26.000	25.12	350.0

杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径 Do = 1000.00 (mm)  
 内径 Ro = 0.00 (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)	補強鉄筋
1	D25	16	155	杭体内補強鉄筋

M-

死荷重時軸力 (橋軸方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	軸力 N (kN)	仮想RC断面My (kN.m)
1	26.000	580.1 0.0009466	1088.2 0.0048339	1283.7 0.0137465	721.9	919.2

軸力 = 0.0時 (橋軸直角方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	仮想RC断面My (kN.m)
1	26.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5

・ (1,3)杭

杭の単位長さ当り重量 w = 6.08 (kN/m)  
 中詰めコンクリート充填範囲 = 0.00 (m)  
 スパイラル鉄筋：断面積 = 0.713 (cm<sup>2</sup>)  
                   間隔s = 5.0 (cm)  
                   有効長d = 72.0 (cm)  
                   降伏強度 sy = 345.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
 PC鋼材：降伏強度 py = 1275.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
                   引張強度 pu = 1420.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
                   ヤング係数 (× 10<sup>5</sup>) = 2.00 (N/mm<sup>2</sup>)

No	区間長 (m)	PC鋼材量 (cm <sup>2</sup> )	配置半径(mm)
1	26.000	25.12	350.0

杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径 Do = 1000.00 (mm)

内径 Ro = 0.00 (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)	補強鉄筋
1	D25	16	155	杭体内補強鉄筋

M-

死荷重時軸力 (橋軸方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	軸力 N (kN)	仮想RC断面My (kN.m)
1	26.000	580.1 0.0009466	1088.2 0.0048339	1283.7 0.0137465	721.9	919.2

軸力 = 0.0時 (橋軸直角方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	仮想RC断面My (kN.m)
1	26.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5

・ (1,4)杭

杭の単位長さ当り重量 w = 6.08 (kN/m)

中詰めコンクリート充填範囲 = 0.00 (m)

スパイラル鉄筋：断面積 = 0.713 (cm<sup>2</sup>)

間隔s = 5.0 (cm)

有効長d = 72.0 (cm)

降伏強度 sy = 345.00 (N/mm<sup>2</sup>)

PC鋼材：降伏強度 py = 1275.00 (N/mm<sup>2</sup>)

引張強度 pu = 1420.00 (N/mm<sup>2</sup>)

ヤング係数 (× 10<sup>5</sup>) = 2.00 (N/mm<sup>2</sup>)

No	区間長 (m)	PC鋼材量 (cm <sup>2</sup> )	配置半径(mm)
1	26.000	25.12	350.0

杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径 Do = 1000.00 (mm)

内径 Ro = 0.00 (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)	補強鉄筋
1	D25	16	155	杭体内補強鉄筋

M-

死荷重時軸力（橋軸方向，橋軸直角方向）

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	軸力 N (kN)
1	26.000	580.1 0.0009466	1088.2 0.0048339	1283.7 0.0137465	721.9

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメントMy

My = 919.2 (kN.m) (死荷重時軸力)

My = 710.5 (kN.m) (軸力 = 0.0時)

・ (1,5)杭

杭の単位長さ当り重量 w = 6.08 (kN/m)

中詰めコンクリート充填範囲 = 0.00 (m)

スパイラル鉄筋：断面積 = 0.713 (cm<sup>2</sup>)

間隔s = 5.0 (cm)

有効長d = 72.0 (cm)

降伏強度 sy = 345.00 (N/mm<sup>2</sup>)

PC鋼材：降伏強度 py = 1275.00 (N/mm<sup>2</sup>)

引張強度 pu = 1420.00 (N/mm<sup>2</sup>)

ヤング係数 (× 10<sup>5</sup>) = 2.00 (N/mm<sup>2</sup>)

No	区間長 (m)	PC鋼材量 (cm <sup>2</sup> )	配置半径(mm)
1	26.000	25.12	350.0

杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径 Do = 1000.00 (mm)

内径 Ro = 0.00 (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)	補強鉄筋
1	D25	16	155	杭体内補強鉄筋

M-

死荷重時軸力（橋軸方向，橋軸直角方向）

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	軸力 N (kN)
1	26.000	580.1 0.0009466	1088.2 0.0048339	1283.7 0.0137465	721.9

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメントMy

My = 919.2 (kN.m) (死荷重時軸力)

My = 710.5 (kN.m) (軸力 = 0.0時)

・(2,1)杭

杭の単位長さ当り重量  $w = 6.08$  (kN/m)  
 中詰めコンクリート充填範囲 = 0.00 (m)  
 スパイラル鉄筋：断面積 = 0.713 (cm<sup>2</sup>)  
                   間隔 $s = 5.0$  (cm)  
                   有効長 $d = 72.0$  (cm)  
                   降伏強度  $s_y = 345.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 PC鋼材：降伏強度  $p_y = 1275.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
           引張強度  $p_u = 1420.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
           ヤング係数 ( $\times 10^5$ ) = 2.00 (N/mm<sup>2</sup>)

No	区間長 (m)	PC鋼材量 (cm <sup>2</sup> )	配置半径(mm)
1	27.000	25.12	350.0

杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径  $D_o = 1000.00$  (mm)  
 内径  $R_o = 0.00$  (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)	補強鉄筋
1	D25	16	155	杭体内補強鉄筋

M-

死荷重時軸力 (橋軸方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	軸力 N (kN)	仮想RC断面My (kN.m)
1	27.000	580.0 0.0009464	1087.9 0.0048335	1283.4 0.0137502	720.8	918.9

軸力 = 0.0時 (橋軸直角方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	仮想RC断面My (kN.m)
1	27.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5

・(2,2)杭

杭の単位長さ当り重量  $w = 6.08$  (kN/m)  
 中詰めコンクリート充填範囲 = 0.00 (m)  
 スパイラル鉄筋：断面積 = 0.713 (cm<sup>2</sup>)  
                   間隔 $s = 5.0$  (cm)  
                   有効長 $d = 72.0$  (cm)  
                   降伏強度  $s_y = 345.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 PC鋼材：降伏強度  $p_y = 1275.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
           引張強度  $p_u = 1420.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
           ヤング係数 ( $\times 10^5$ ) = 2.00 (N/mm<sup>2</sup>)

No	区間長 (m)	PC鋼材量 (cm <sup>2</sup> )	配置半径(mm)
1	27.000	25.12	350.0



杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径 Do = 1000.00 (mm)

内径 Ro = 0.00 (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)	補強鉄筋
1	D25	16	155	杭体内補強鉄筋

M-

死荷重時軸力 (橋軸方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	軸力 N (kN)	仮想RC断面My (kN.m)
1	27.000	580.0 0.0009464	1087.9 0.0048335	1283.4 0.0137502	720.8	918.9

軸力 = 0.0時 (橋軸直角方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	仮想RC断面My (kN.m)
1	27.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5

・ (2,3)杭

杭の単位長さ当り重量 w = 6.08 (kN/m)

中詰めコンクリート充填範囲 = 0.00 (m)

スパイラル鉄筋：断面積 = 0.713 (cm<sup>2</sup>)

間隔s = 5.0 (cm)

有効長d = 72.0 (cm)

降伏強度 sy = 345.00 (N/mm<sup>2</sup>)

PC鋼材：降伏強度 py = 1275.00 (N/mm<sup>2</sup>)

引張強度 pu = 1420.00 (N/mm<sup>2</sup>)

ヤング係数 (× 10<sup>5</sup>) = 2.00 (N/mm<sup>2</sup>)

No	区間長 (m)	PC鋼材量 (cm <sup>2</sup> )	配置半径(mm)
1	27.000	25.12	350.0

杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径 Do = 1000.00 (mm)

内径 Ro = 0.00 (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)	補強鉄筋
1	D25	16	155	杭体内補強鉄筋

M-

死荷重時軸力 (橋軸方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	軸力 N (kN)	仮想RC断面My (kN.m)
1	27.000	580.0 0.0009464	1087.9 0.0048335	1283.4 0.0137502	720.8	918.9

軸力 = 0.0時 (橋軸直角方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	仮想RC断面My (kN.m)
1	27.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5

・(2,4)杭

杭の単位長さ当り重量 w = 6.08 (kN/m)  
 中詰めコンクリート充填範囲 = 0.00 (m)  
 スパイラル鉄筋：断面積 = 0.713 (cm<sup>2</sup>)  
                   間隔s = 5.0 (cm)  
                   有効長d = 72.0 (cm)  
                   降伏強度 sy = 345.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
 PC鋼材：降伏強度 py = 1275.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
                   引張強度 pu = 1420.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
                   ヤング係数 (× 10<sup>5</sup>) = 2.00 (N/mm<sup>2</sup>)

No	区間長 (m)	PC鋼材量 (cm <sup>2</sup> )	配置半径(mm)
1	27.000	25.12	350.0

杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径 Do = 1000.00 (mm)  
 内径 Ro = 0.00 (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)	補強鉄筋
1	D25	16	155	杭体内補強鉄筋

M-

死荷重時軸力 (橋軸方向, 橋軸直角方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	軸力 N (kN)
1	27.000	580.0 0.0009464	1087.9 0.0048335	1283.4 0.0137502	720.8

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメントMy

My = 918.9 (kN.m) (死荷重時軸力)  
 My = 710.5 (kN.m) (軸力 = 0.0時)

・(2,5)杭

杭の単位長さ当り重量 w = 6.08 (kN/m)  
 中詰めコンクリート充填範囲 = 0.00 (m)  
 スパイラル鉄筋：断面積 = 0.713 (cm<sup>2</sup>)  
                   間隔s = 5.0 (cm)  
                   有効長d = 72.0 (cm)  
                   降伏強度 sy = 345.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
 PC鋼材：降伏強度 py = 1275.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
                   引張強度 pu = 1420.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
                   ヤング係数 (× 10<sup>5</sup>) = 2.00 (N/mm<sup>2</sup>)

No	区間長 (m)	PC鋼材量 (cm <sup>2</sup> )	配置半径(mm)
1	27.000	25.12	350.0

## 杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径 Do = 1000.00 (mm)

内径 Ro = 0.00 (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)	補強鉄筋
1	D25	16	155	杭体内補強鉄筋

M-

死荷重時軸力 (橋軸方向, 橋軸直角方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	軸力 N (kN)
1	27.000	580.0 0.0009464	1087.9 0.0048335	1283.4 0.0137502	720.8

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメントMy

My = 918.9 (kN.m) (死荷重時軸力)

My = 710.5 (kN.m) (軸力 = 0.0時)

## ・ (3,1)杭

杭の単位長さ当り重量 w = 6.08 (kN/m)

中詰めコンクリート充填範囲 = 0.00 (m)

スパイラル鉄筋: 断面積 = 0.713 (cm<sup>2</sup>)

間隔s = 5.0 (cm)

有効長d = 72.0 (cm)

降伏強度 sy = 345.00 (N/mm<sup>2</sup>)PC鋼材: 降伏強度 py = 1275.00 (N/mm<sup>2</sup>)引張強度 pu = 1420.00 (N/mm<sup>2</sup>)ヤング係数 (× 10<sup>5</sup>) = 2.00 (N/mm<sup>2</sup>)

No	区間長 (m)	PC鋼材量 (cm <sup>2</sup> )	配置半径(mm)
1	28.000	25.12	350.0

## 杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径 Do = 1000.00 (mm)

内径 Ro = 0.00 (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)	補強鉄筋
1	D25	16	155	杭体内補強鉄筋

M-

軸力 = 0.0時 (橋軸方向, 橋軸直角方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)
1	28.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメントMy

My = 918.7 (kN.m) (死荷重時軸力 = 720.1 (kN))

My = 710.5 (kN.m) (軸力 = 0.0時)

・(3,2)杭

杭の単位長さ当り重量  $w = 6.08$  (kN/m)  
 中詰めコンクリート充填範囲 = 0.00 (m)  
 スパイラル鉄筋：断面積 = 0.713 (cm<sup>2</sup>)  
                   間隔 $s = 5.0$  (cm)  
                   有効長 $d = 72.0$  (cm)  
                   降伏強度  $s_y = 345.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 PC鋼材：降伏強度  $p_y = 1275.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
           引張強度  $p_u = 1420.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
           ヤング係数 ( $\times 10^5$ ) = 2.00 (N/mm<sup>2</sup>)

No	区間長 (m)	PC鋼材量 (cm <sup>2</sup> )	配置半径(mm)
1	28.000	25.12	350.0

杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径  $D_o = 1000.00$  (mm)  
 内径  $R_o = 0.00$  (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)	補強鉄筋
1	D25	16	155	杭体内補強鉄筋

M-

軸力 = 0.0時 (橋軸方向, 橋軸直角方向)

No	区間長 (m)	$M_c$ (kN.m) c(1/m)	$M_y$ (kN.m) y(1/m)	$M_u$ (kN.m) u(1/m)
1	28.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメント $M_y$

$M_y = 918.7$  (kN.m) (死荷重時軸力 = 720.1 (kN))  
 $M_y = 710.5$  (kN.m) (軸力 = 0.0時)

・(3,3)杭

杭の単位長さ当り重量  $w = 6.08$  (kN/m)  
 中詰めコンクリート充填範囲 = 0.00 (m)  
 スパイラル鉄筋：断面積 = 0.713 (cm<sup>2</sup>)  
                   間隔 $s = 5.0$  (cm)  
                   有効長 $d = 72.0$  (cm)  
                   降伏強度  $s_y = 345.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 PC鋼材：降伏強度  $p_y = 1275.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
           引張強度  $p_u = 1420.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
           ヤング係数 ( $\times 10^5$ ) = 2.00 (N/mm<sup>2</sup>)

No	区間長 (m)	PC鋼材量 (cm <sup>2</sup> )	配置半径(mm)
1	28.000	25.12	350.0

杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径  $D_o = 1000.00$  (mm)  
 内径  $R_o = 0.00$  (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)	補強鉄筋
1	D25	16	155	杭体内補強鉄筋

M-

軸力 = 0.0時 (橋軸方向, 橋軸直角方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)
1	28.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメントMy

My = 918.7 (kN.m) (死荷重時軸力 = 720.1 (kN))

My = 710.5 (kN.m) (軸力 = 0.0時)

・ (3,4)杭

杭の単位長さ当り重量 w = 6.08 (kN/m)

中詰めコンクリート充填範囲 = 0.00 (m)

スパイラル鉄筋: 断面積 = 0.713 (cm<sup>2</sup>)

間隔s = 5.0 (cm)

有効長d = 72.0 (cm)

降伏強度 sy = 345.00 (N/mm<sup>2</sup>)

PC鋼材: 降伏強度 py = 1275.00 (N/mm<sup>2</sup>)

引張強度 pu = 1420.00 (N/mm<sup>2</sup>)

ヤング係数 (× 10<sup>5</sup>) = 2.00 (N/mm<sup>2</sup>)

No	区間長 (m)	PC鋼材量 (cm <sup>2</sup> )	配置半径(mm)
1	28.000	25.12	350.0

杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径 Do = 1000.00 (mm)

内径 Ro = 0.00 (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)	補強鉄筋
1	D25	16	155	杭体内補強鉄筋

M-

死荷重時軸力 (橋軸直角方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	軸力 N (kN)	仮想RC断面My (kN.m)
1	28.000	579.8 0.0009462	1087.8 0.0048332	1283.3 0.0137525	720.1	918.7

軸力 = 0.0時 (橋軸方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	仮想RC断面My (kN.m)
1	28.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5

・(3,5)杭

杭の単位長さ当り重量  $w = 6.08$  (kN/m)  
 中詰めコンクリート充填範囲 = 0.00 (m)  
 スパイラル鉄筋：断面積 = 0.713 (cm<sup>2</sup>)  
                   間隔 $s = 5.0$  (cm)  
                   有効長 $d = 72.0$  (cm)  
                   降伏強度  $s_y = 345.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 PC鋼材：降伏強度  $p_y = 1275.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
           引張強度  $p_u = 1420.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
           ヤング係数 ( $\times 10^5$ ) = 2.00 (N/mm<sup>2</sup>)

No	区間長 (m)	PC鋼材量 (cm <sup>2</sup> )	配置半径(mm)
1	28.000	25.12	350.0

杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径  $D_o = 1000.00$  (mm)  
 内径  $R_o = 0.00$  (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)	補強鉄筋
1	D25	16	155	杭体内補強鉄筋

M-

死荷重時軸力 (橋軸直角方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	軸力 N (kN)	仮想RC断面My (kN.m)
1	28.000	579.8 0.0009462	1087.8 0.0048332	1283.3 0.0137525	720.1	918.7

軸力 = 0.0時 (橋軸方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	仮想RC断面My (kN.m)
1	28.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5

・(4,1)杭

杭の単位長さ当り重量  $w = 6.08$  (kN/m)  
 中詰めコンクリート充填範囲 = 0.00 (m)  
 スパイラル鉄筋：断面積 = 0.713 (cm<sup>2</sup>)  
                   間隔 $s = 5.0$  (cm)  
                   有効長 $d = 72.0$  (cm)  
                   降伏強度  $s_y = 345.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 PC鋼材：降伏強度  $p_y = 1275.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
           引張強度  $p_u = 1420.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
           ヤング係数 ( $\times 10^5$ ) = 2.00 (N/mm<sup>2</sup>)

No	区間長 (m)	PC鋼材量 (cm <sup>2</sup> )	配置半径(mm)
1	29.000	25.12	350.0

杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径 Do = 1000.00 (mm)

内径 Ro = 0.00 (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)	補強鉄筋
1	D25	16	155	杭体内補強鉄筋

M-

軸力 = 0.0時 (橋軸方向, 橋軸直角方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)
1	29.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメントMy

My = 918.6 (kN.m) (死荷重時軸力 = 719.8 (kN))

My = 710.5 (kN.m) (軸力 = 0.0時)

・(4,2)杭

杭の単位長さ当り重量 w = 6.08 (kN/m)

中詰めコンクリート充填範囲 = 0.00 (m)

スパイラル鉄筋: 断面積 = 0.713 (cm<sup>2</sup>)

間隔s = 5.0 (cm)

有効長d = 72.0 (cm)

降伏強度 sy = 345.00 (N/mm<sup>2</sup>)

PC鋼材: 降伏強度 py = 1275.00 (N/mm<sup>2</sup>)

引張強度 pu = 1420.00 (N/mm<sup>2</sup>)

ヤング係数 (× 10<sup>5</sup>) = 2.00 (N/mm<sup>2</sup>)

No	区間長 (m)	PC鋼材量 (cm <sup>2</sup> )	配置半径(mm)
1	29.000	25.12	350.0

杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径 Do = 1000.00 (mm)

内径 Ro = 0.00 (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)	補強鉄筋
1	D25	16	155	杭体内補強鉄筋

M-

軸力 = 0.0時 (橋軸方向, 橋軸直角方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)
1	29.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメントMy

My = 918.6 (kN.m) (死荷重時軸力 = 719.8 (kN))

My = 710.5 (kN.m) (軸力 = 0.0時)

・(4,3)杭

杭の単位長さ当り重量  $w = 6.08$  (kN/m)  
 中詰めコンクリート充填範囲 = 0.00 (m)  
 スパイラル鉄筋：断面積 = 0.713 (cm<sup>2</sup>)  
                   間隔 $s = 5.0$  (cm)  
                   有効長 $d = 72.0$  (cm)  
                   降伏強度  $s_y = 345.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 PC鋼材：降伏強度  $p_y = 1275.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
           引張強度  $p_u = 1420.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
           ヤング係数 ( $\times 10^5$ ) = 2.00 (N/mm<sup>2</sup>)

No	区間長 (m)	PC鋼材量 (cm <sup>2</sup> )	配置半径(mm)
1	29.000	25.12	350.0

杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径  $D_o = 1000.00$  (mm)  
 内径  $R_o = 0.00$  (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)	補強鉄筋
1	D25	16	155	杭体内補強鉄筋

M-

軸力 = 0.0時 (橋軸方向, 橋軸直角方向)

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)
1	29.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメント $M_y$

$M_y = 918.6$  (kN.m) (死荷重時軸力 = 719.8 (kN))  
 $M_y = 710.5$  (kN.m) (軸力 = 0.0時)

・(4,4)杭

杭の単位長さ当り重量  $w = 6.08$  (kN/m)  
 中詰めコンクリート充填範囲 = 0.00 (m)  
 スパイラル鉄筋：断面積 = 0.713 (cm<sup>2</sup>)  
                   間隔 $s = 5.0$  (cm)  
                   有効長 $d = 72.0$  (cm)  
                   降伏強度  $s_y = 345.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 PC鋼材：降伏強度  $p_y = 1275.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
           引張強度  $p_u = 1420.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
           ヤング係数 ( $\times 10^5$ ) = 2.00 (N/mm<sup>2</sup>)

No	区間長 (m)	PC鋼材量 (cm <sup>2</sup> )	配置半径(mm)
1	29.000	25.12	350.0

杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径  $D_o = 1000.00$  (mm)  
 内径  $R_o = 0.00$  (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)	補強鉄筋
1	D25	16	155	杭体内補強鉄筋



M-

死荷重時軸力（橋軸直角方向）

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	軸力 N (kN)	仮想RC断面My (kN.m)
1	29.000	579.8 0.0009461	1087.7 0.0048331	1283.2 0.0137535	719.8	918.6

軸力 = 0.0時（橋軸方向）

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	仮想RC断面My (kN.m)
1	29.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5

・(4,5)杭

杭の単位長さ当り重量 w = 6.08 (kN/m)

中詰めコンクリート充填範囲 = 0.00 (m)

スパイラル鉄筋：断面積 = 0.713 (cm<sup>2</sup>)

間隔s = 5.0 (cm)

有効長d = 72.0 (cm)

降伏強度 sy = 345.00 (N/mm<sup>2</sup>)

PC鋼材：降伏強度 py = 1275.00 (N/mm<sup>2</sup>)

引張強度 pu = 1420.00 (N/mm<sup>2</sup>)

ヤング係数 (× 10<sup>5</sup>) = 2.00 (N/mm<sup>2</sup>)

No	区間長 (m)	PC鋼材量 (cm <sup>2</sup> )	配置半径(mm)
1	29.000	25.12	350.0

杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径 Do = 1000.00 (mm)

内径 Ro = 0.00 (mm)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)	補強鉄筋
1	D25	16	155	杭体内補強鉄筋

M-

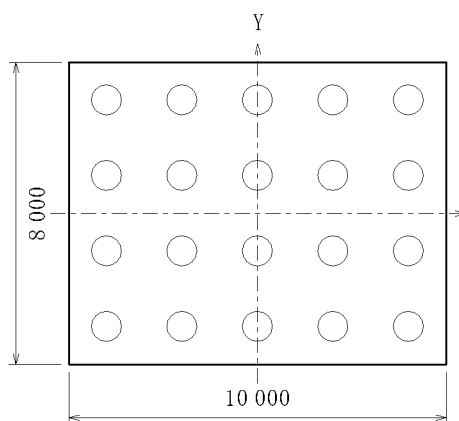
死荷重時軸力（橋軸直角方向）

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	軸力 N (kN)	仮想RC断面My (kN.m)
1	29.000	579.8 0.0009461	1087.7 0.0048331	1283.2 0.0137535	719.8	918.6

軸力 = 0.0時（橋軸方向）

No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	仮想RC断面My (kN.m)
1	29.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5

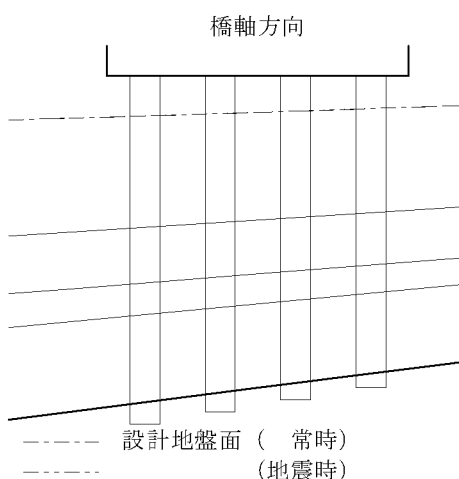
### 6. 杭配置



杭頭座標

No	X方向	Y方向
1	-4.000	3.000
2	-2.000	1.000
3	0.000	-1.000
4	2.000	-3.000
5	4.000	—

杭1本ごとの座標ではなく  
各方向の座標を示す。



### 7. 作用力

死荷重時上部工反力	Rd =	7100.00 (kN)	
橋脚躯体重量	Wp =	3393.00 (kN)	
底版下面からWp重心位置までの高さ	yp =	8.030 (m)	
慣性力を考慮する底版および上載土重量	WF =	3920.00 (kN)	
底版下面からWF重心位置までの高さ	yF =	1.000 (m)	
底版下面から水位までの高さ	=	0.000 (m)	
脚柱に作用する浮力	Up =	0.00 (kN)	
底版および上載土重量 (浮力を含む)	WF' + Ws =	3920.00 (kN)	
死荷重時に底版下面に作用する水平力	Hd =	0.00 (kN)	橋軸方向
	Hd =	0.00 (kN)	橋軸直角方向
死荷重時に底版下面中心に作用するモーメント	Md =	0.00 (kN.m)	橋軸方向
	Md =	0.00 (kN.m)	橋軸直角方向
死荷重時に底版下面中心に作用する鉛直力	Vo =	14413.00 (kN)	

	単位	橋軸方向		橋軸直角方向	
		タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
Cz・khco	—	0.8500	—	0.8500	—
khp	—	0.68	—	1.48	—
khg	—	0.35	—	0.35	—
橋脚の終局水平耐力	—	大きな余裕がない	—	大きな余裕がある	—
Wu	kN	4740.00	—	6330.00	—
yu	m	12.200		14.700	

ここに、Cz・khco：設計水平震度

khp：基礎の設計に用いる設計水平震度

khg：地盤面における設計水平震度

Wu：当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)

yu：底版下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

## 7.2 計算結果一覽表

### 7.3 荷重変位曲線

## 7.4 底版照査

### 7.4.1 設計条件

コンクリートの設計基準強度  $c_k = 24.00$  (N/mm<sup>2</sup>)

主鉄筋の降伏点  $y = 295.00$  (N/mm<sup>2</sup>)

斜引張鉄筋の降伏点  $y = 295.00$  (N/mm<sup>2</sup>)

主鉄筋

		橋軸方向			橋軸直角方向		
		かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)
上側	1段目	11.0	D22	125	11.0	D22	125
下側	1段目	15.0	D32	125	15.0	D32	125

### スターラップ

	鉄筋径	幅1(m)当たりの 鉄筋本数	間隔 (cm)	版としての照査 鉄筋本数
橋軸方向	D22	2.000	25.0	5.000
橋軸直角方向	D22	2.000	25.0	5.000

### 照査条件

せん断スパンの上限値 : 考慮する(上限値=Lとする)

版としてのせん断照査のせん断スパン : 柱前面から最外縁の杭中心位置までの距離

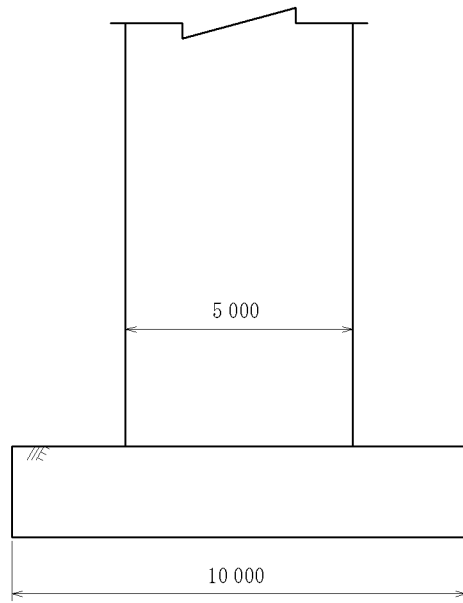
照査断面上の集中荷重 : 考慮/無視でより厳しい方を設計せん断力とする

最小鉄筋量照査 : しない

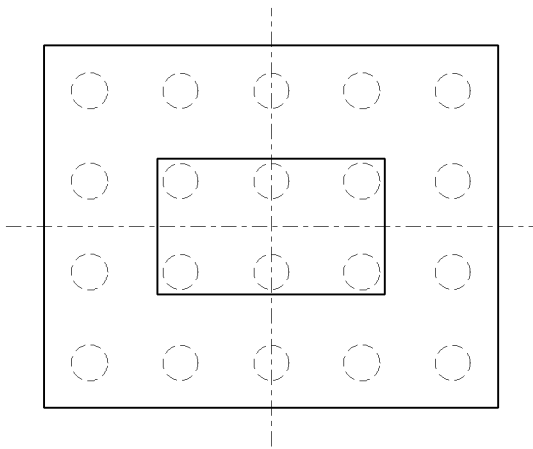
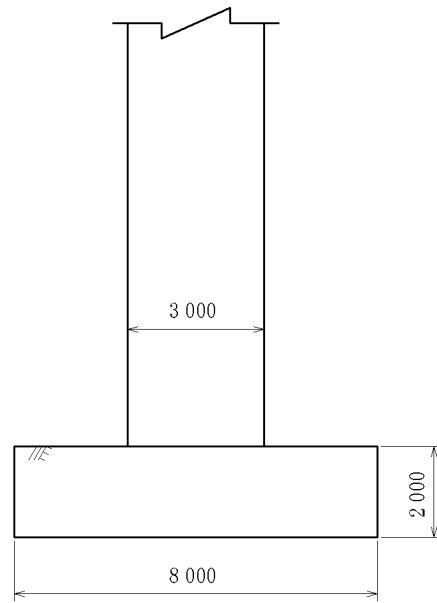
釣合鉄筋量算出時の鉄筋の取扱い : 複鉄筋

7.4.2 形状寸法图

橋軸直角方向



橋軸方向



### 7.4.3 照査位置



#### 7.4.4 断面力算出

## 7.5 予備計算

## 7.5.1 M -

## 死荷重時軸力

行 No	列 No	No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	軸力 N (kN)	仮想RC断面My (kN.m)
1	1	1	26.000	580.1 0.0009466	1088.2 0.0048339	1283.7 0.0137465	721.9	919.2
1	2	1	26.000	580.1 0.0009466	1088.2 0.0048339	1283.7 0.0137465	721.9	919.2
1	3	1	26.000	580.1 0.0009466	1088.2 0.0048339	1283.7 0.0137465	721.9	919.2
1	4	1	26.000	580.1 0.0009466	1088.2 0.0048339	1283.7 0.0137465	721.9	919.2
1	5	1	26.000	580.1 0.0009466	1088.2 0.0048339	1283.7 0.0137465	721.9	919.2
2	1	1	27.000	580.0 0.0009464	1087.9 0.0048335	1283.4 0.0137502	720.8	918.9
2	2	1	27.000	580.0 0.0009464	1087.9 0.0048335	1283.4 0.0137502	720.8	918.9
2	3	1	27.000	580.0 0.0009464	1087.9 0.0048335	1283.4 0.0137502	720.8	918.9
2	4	1	27.000	580.0 0.0009464	1087.9 0.0048335	1283.4 0.0137502	720.8	918.9
2	5	1	27.000	580.0 0.0009464	1087.9 0.0048335	1283.4 0.0137502	720.8	918.9
3	1	1	28.000	579.8 0.0009462	1087.8 0.0048332	1283.3 0.0137525	720.1	918.7
3	2	1	28.000	579.8 0.0009462	1087.8 0.0048332	1283.3 0.0137525	720.1	918.7
3	3	1	28.000	579.8 0.0009462	1087.8 0.0048332	1283.3 0.0137525	720.1	918.7
3	4	1	28.000	579.8 0.0009462	1087.8 0.0048332	1283.3 0.0137525	720.1	918.7
3	5	1	28.000	579.8 0.0009462	1087.8 0.0048332	1283.3 0.0137525	720.1	918.7
4	1	1	29.000	579.8 0.0009461	1087.7 0.0048331	1283.2 0.0137535	719.8	918.6
4	2	1	29.000	579.8 0.0009461	1087.7 0.0048331	1283.2 0.0137535	719.8	918.6
4	3	1	29.000	579.8 0.0009461	1087.7 0.0048331	1283.2 0.0137535	719.8	918.6
4	4	1	29.000	579.8 0.0009461	1087.7 0.0048331	1283.2 0.0137535	719.8	918.6
4	5	1	29.000	579.8 0.0009461	1087.7 0.0048331	1283.2 0.0137535	719.8	918.6

## 軸力 = 0.0時

行 No	列 No	No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	仮想RC断面My (kN.m)
1	1	1	26.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5
1	2	1	26.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5

行 No	列 No	No	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)	仮想RC断面My (kN.m)
1	3	1	26.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5
1	4	1	26.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5
1	5	1	26.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5
2	1	1	27.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5
2	2	1	27.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5
2	3	1	27.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5
2	4	1	27.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5
2	5	1	27.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5
3	1	1	28.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5
3	2	1	28.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5
3	3	1	28.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5
3	4	1	28.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5
3	5	1	28.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5
4	1	1	29.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5
4	2	1	29.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5
4	3	1	29.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5
4	4	1	29.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5
4	5	1	29.000	470.0 0.0007669	894.2 0.0045613	1111.3 0.0165270	710.5

7.5.2 水平方向地盤反力係数

$$kHE = k \cdot k \cdot kH$$

ここに、kHE : レベル2地震時照査に用いる水平方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

k : 群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数

砂質地盤  $k = 0.66667$

粘性土地盤  $k = 0.66667$

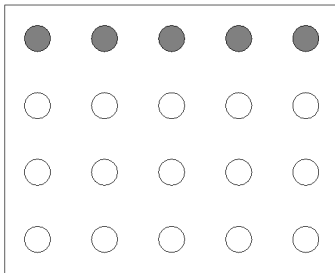
k : 単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数

砂質地盤  $k = 1.5$

粘性土地盤  $k = 1.5$

kH : 地震時の水平方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

kHEタイプ : 1



- 杭外径  $D = 0.8000$  (m)
- 杭体ヤング係数  $E = 4.00 \times 10^7$  (kN/m<sup>2</sup>)
- 杭体断面二次モーメント  $I = 0.015170000$  (m<sup>4</sup>)

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 } \alpha \cdot Eo = \frac{\sum (\alpha \cdot Eoi \cdot Li)}{1/\beta}$$

杭の換算載荷幅  $BH = \sqrt{\frac{D}{\beta}}$

$$kHo = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot Eo$$

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

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

- 杭の特性値(換算載荷幅算出) = 0.195851 (m<sup>-1</sup>)
- 水平抵抗に関する地盤の深さ 1/ = 5.1059 (m)
- 1/ の範囲の平均  $\cdot Eo = 5600.0$  (kN/m<sup>2</sup>)
- 杭の換算載荷幅 BH = 2.0211 (m)
- kHo = 18666.7 (kN/m<sup>3</sup>)

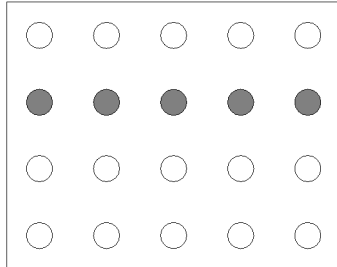
地震時BH算出時の  $\cdot Eo$ の取扱い : 常時

No	層種	層厚 (m)	$\cdot Eo$ (kN/m <sup>2</sup> )		kH (kN/m <sup>3</sup> )	kHE (kN/m <sup>3</sup> )
			常時	地震時		
1	突出部	2.700	0	0	0.000	0.000
2	粘性土	8.700	5600	11200	8927.914	8927.959
3	粘性土	4.350	11200	22400	17855.828	17855.917
4	砂質地盤	2.350	56000	112000	89279.141	89279.579
5	粘性土	6.700	42000	84000	66959.355	66959.686

No	層種	層厚 (m)	・ Eo (kN/m <sup>2</sup> )		kH (kN/m <sup>3</sup> )	kHE (kN/m <sup>3</sup> )
			常 時	地震時		
6	砂質土	1.200	140000	280000	223197.851	223198.960

耐震設計上の地盤面：第2層上面（液状化無視時）

kHEタイプ： 2



杭外径  $D = 0.8000$  (m)  
 杭体ヤング係数  $E = 4.00 \times 10^7$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 杭体断面二次モーメント  $I = 0.015170000$  (m<sup>4</sup>)

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

杭の換算載荷幅  $BH = \sqrt{\frac{D}{\beta}}$

$$kH_o = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

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

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

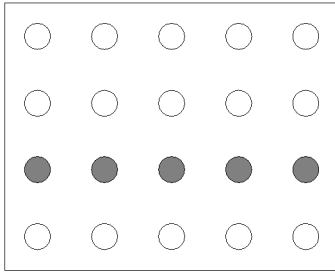
杭の特性値(換算載荷幅算出) = 0.195851 (m<sup>-1</sup>)  
 水平抵抗に関する地盤の深さ 1/ = 5.1059 (m)  
 1/ の範囲の平均 ・ Eo = 5600.0 (kN/m<sup>2</sup>)  
 杭の換算載荷幅 BH = 2.0211 (m)  
 kHo = 18666.7 (kN/m<sup>3</sup>)

地震時BH算出時の ・ Eoの取扱い：常時

No	層種	層厚 (m)	・ Eo (kN/m <sup>2</sup> )		kH (kN/m <sup>3</sup> )	kHE (kN/m <sup>3</sup> )
			常 時	地震時		
1	突出部	2.900	0	0	0.000	0.000
2	粘性土	8.900	5600	11200	8927.900	8927.945
3	粘性土	4.450	11200	22400	17855.800	17855.890
4	砂質土	2.450	56000	112000	89278.998	89279.446
5	粘性土	6.900	42000	84000	66959.249	66959.585
6	砂質土	1.400	140000	280000	223197.496	223198.632

耐震設計上の地盤面：第2層上面（液状化無視時）

kHEタイプ： 3



杭外径  $D = 0.8000$  (m)  
 杭体ヤング係数  $E = 4.00 \times 10^7$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 杭体断面二次モーメント  $I = 0.015170000$  (m<sup>4</sup>)

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

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

$$kH_o = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

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

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

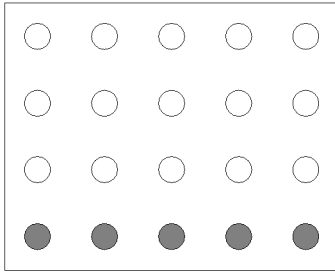
杭の特性値(換算載荷幅算出) = 0.195851 (m<sup>-1</sup>)  
 水平抵抗に関する地盤の深さ  $1/\beta = 5.1059$  (m)  
 $1/\beta$  の範囲の平均  $\alpha \cdot E_o = 5600.0$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 杭の換算載荷幅  $BH = 2.0211$  (m)  
 $kH_o = 18666.7$  (kN/m<sup>3</sup>)

地震時BH算出時の  $\alpha \cdot E_o$ の取扱い：常時

No	層種	層厚 (m)	$\alpha \cdot E_o$ (kN/m <sup>2</sup> )		kH (kN/m <sup>3</sup> )	kHE (kN/m <sup>3</sup> )
			常時	地震時		
1	突出部	3.100	0	0	0.000	0.000
2	粘性土	9.100	5600	11200	8927.976	8928.020
3	粘性土	4.550	11200	22400	17855.951	17856.040
4	砂質土	2.550	56000	112000	89279.757	89280.204
5	粘性土	7.100	42000	84000	66959.818	66960.147
6	砂質土	1.600	140000	280000	223199.392	223200.507

耐震設計上の地盤面：第2層上面（液状化無視時）

kHEタイプ： 4



杭外径  $D = 0.8000$  (m)  
 杭体ヤング係数  $E = 4.00 \times 10^7$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 杭体断面二次モーメント  $I = 0.015170000$  (m<sup>4</sup>)

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

杭の換算載荷幅  $BH = \sqrt{\frac{D}{\beta}}$

$$kH_o = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

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

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

杭の特性値(換算載荷幅算出) = 0.195851 (m<sup>-1</sup>)  
 水平抵抗に関する地盤の深さ  $1/\beta = 5.1059$  (m)  
 $1/\beta$  の範囲の平均  $\alpha \cdot E_o = 5600.0$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 杭の換算載荷幅  $BH = 2.0211$  (m)  
 $kH_o = 18666.7$  (kN/m<sup>3</sup>)

地震時BH算出時の  $\alpha \cdot E_o$ の取扱い：常時

No	層種	層厚 (m)	$\alpha \cdot E_o$ (kN/m <sup>2</sup> )		kH (kN/m <sup>3</sup> )	kHE (kN/m <sup>3</sup> )
			常時	地震時		
1	突出部	3.300	0	0	0.000	0.000
2	粘性土	9.300	5600	11200	8927.918	8927.963
3	粘性土	4.650	11200	22400	17855.836	17855.925
4	砂質土	2.650	56000	112000	89279.180	89279.618
5	粘性土	7.300	42000	84000	66959.385	66959.718
6	砂質土	1.800	140000	280000	223197.950	223199.053

耐震設計上の地盤面：第2層上面（液状化無視時）

7.5.3 地盤反力度の上限値

1. 受働土圧

$$p_{Epi} = K_{Ep} \cdot \{ \sum \gamma_i \cdot h_i + q \} + 2 \cdot c_i \cdot \sqrt{K_{Epi}}$$

$$K_{Epi} = \frac{\cos^2 \phi_i}{\cos \delta_{Ei} \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta_{Ei}) \cdot \sin \phi_i}{\cos \delta_{Ei}}} \right]^2}$$

ここに、 $p_{Ep}$  : 受働土圧強度(kN/m<sup>2</sup>)

$K_{Ep}$  : 受働土圧係数

: 土の単位重量(kN/m<sup>3</sup>)で水位下では水中の単位重量を用いる。

$h$  : 層厚(m)

$q$  : 上載荷重 = 0.00(kN/m<sup>2</sup>)

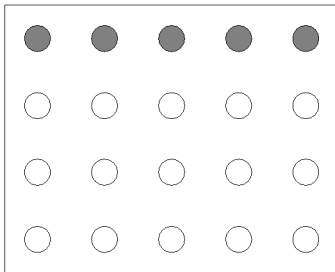
$c$  : 土の粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

: 土のせん断抵抗角(°)

$E$  : 壁面摩擦角(°) = - /6

水位高 = -1.500(m)

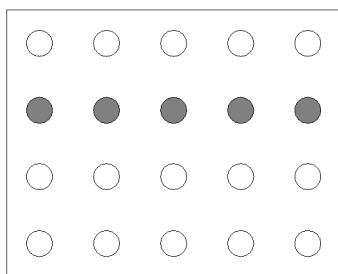
・ $p_{Ep}$ タイプ : 1



	標高 (m)	$h$ (m)	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	(°)	$E$ (°)	$K_{Ep}$	(kN/m <sup>3</sup> )	$\cdot h+q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_{Ep}$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000 -2.700	2.700	0.00	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
2	-2.700 -11.400	8.700	30.00	0.00	0.00	1.000	6.99	0.00 60.81	60.00 120.81
3	-11.400 -15.750	4.350	30.00	0.00	0.00	1.000	6.99	60.81 91.22	120.81 151.22
4	-15.750 -18.100	2.350	0.00	35.00	-5.83	4.527	8.99	91.22 112.35	412.94 508.58
5	-18.100 -24.800	6.700	30.00	0.00	0.00	1.000	6.99	112.35 159.18	172.35 219.18
6	-24.800 -26.000	1.200	0.00	30.00	-5.00	3.505	9.99	159.18 171.17	557.95 599.97

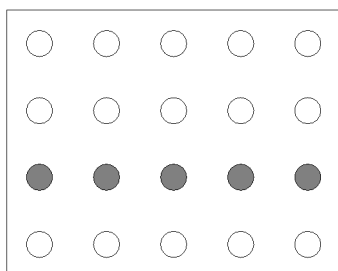


・ pEpタイプ : 2



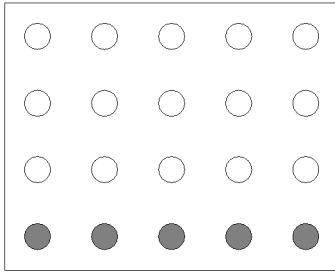
	標高 (m)	h (m)	c (kN/m <sup>2</sup> )	( ° )	E ( ° )	KEp	(kN/m <sup>3</sup> )	・ h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pEp (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000 -2.900	2.900	0.00	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
2	-2.900 -11.800	8.900	30.00	0.00	0.00	1.000	6.99	0.00 62.21	60.00 122.21
3	-11.800 -16.250	4.450	30.00	0.00	0.00	1.000	6.99	62.21 93.32	122.21 153.32
4	-16.250 -18.700	2.450	0.00	35.00	-5.83	4.527	8.99	93.32 115.34	422.43 522.14
5	-18.700 -25.600	6.900	30.00	0.00	0.00	1.000	6.99	115.34 163.57	175.34 223.57
6	-25.600 -27.000	1.400	0.00	30.00	-5.00	3.505	9.99	163.57 177.56	573.35 622.37

・ pEpタイプ : 3



	標高 (m)	h (m)	c (kN/m <sup>2</sup> )	( ° )	E ( ° )	KEp	(kN/m <sup>3</sup> )	・ h+q (kN/m <sup>2</sup> )	pEp (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000 -3.100	3.100	0.00	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
2	-3.100 -12.200	9.100	30.00	0.00	0.00	1.000	6.99	0.00 63.61	60.00 123.61
3	-12.200 -16.750	4.550	30.00	0.00	0.00	1.000	6.99	63.61 95.41	123.61 155.41
4	-16.750 -19.300	2.550	0.00	35.00	-5.83	4.527	8.99	95.41 118.34	431.93 535.70
5	-19.300 -26.400	7.100	30.00	0.00	0.00	1.000	6.99	118.34 167.97	178.34 227.97
6	-26.400 -28.000	1.600	0.00	30.00	-5.00	3.505	9.99	167.97 183.95	588.75 644.78

・ pEpタイプ : 4



	標高 (m)	h (m)	c (kN/m <sup>2</sup> )	( ° )	E ( ° )	KEp	(kN/m <sup>3</sup> )	・ h+g (kN/m <sup>2</sup> )	pEp (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000 -3.300	3.300	0.00	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
2	-3.300 -12.600	9.300	30.00	0.00	0.00	1.000	6.99	0.00 65.01	60.00 125.01
3	-12.600 -17.250	4.650	30.00	0.00	0.00	1.000	6.99	65.01 97.51	125.01 157.51
4	-17.250 -19.900	2.650	0.00	35.00	-5.83	4.527	8.99	97.51 121.33	441.42 549.27
5	-19.900 -27.200	7.300	30.00	0.00	0.00	1.000	6.99	121.33 172.36	181.33 232.36
6	-27.200 -29.000	1.800	0.00	30.00	-5.00	3.505	9.99	172.36 190.34	604.15 667.18

2. 水平地盤反力度の上限値

$$pHu = \eta p \cdot \alpha p \cdot pEp$$

ここに、 pHu : 水平地盤反力度の上限値(kN/m<sup>2</sup>)

p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

砂質地盤 p = 3.0

粘性土地盤 p = 1.5 ただし、N 2では p = 1.0とする。

p : 群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数

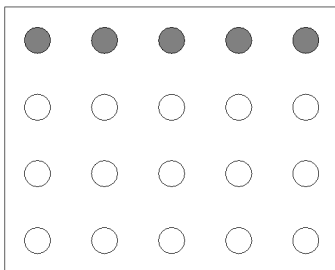
粘性土地盤 p = 1.0

砂質地盤 p · p = 荷重載荷直角方向の杭中心間隔 / 杭径 ( p )

ただし、砂質地盤における最前列以外の杭の水平地盤反力度の上限値は最前列の1/2を用いる。

・ 橋軸方向

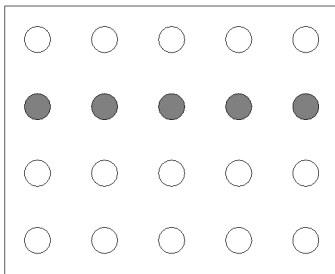
・ pHuタイプ : 1



	層種	平均 N値	p · p	pHu (kN/m <sup>2</sup> )
1	上端 下端	—	0.0	0.00 0.00

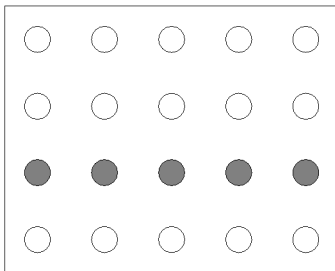
		層種	平均 N値	p · p	pHu (kN/m <sup>2</sup> )
2	上端 下端	粘性	2.0	1.000	60.00 120.81
3	上端 下端	粘性	4.0	1.500	181.22 226.83
4	上端 下端	砂質	20.0	2.500	1032.35 1271.45
5	上端 下端	粘性	15.0	1.500	258.52 328.77
6	上端 下端	砂質	50.0	2.500	1394.88 1499.93

・ pHuタイプ : 2



		層種	平均 N値	p · p	pHu (kN/m <sup>2</sup> )
1	上端 下端	—	0.0	0.000	0.00 0.00
2	上端 下端	粘性	2.0	1.000	60.00 122.21
3	上端 下端	粘性	4.0	1.500	183.31 229.98
4	上端 下端	砂質	20.0	2.500	528.04 652.67
5	上端 下端	粘性	15.0	1.500	263.01 335.36
6	上端 下端	砂質	50.0	2.500	716.69 777.96

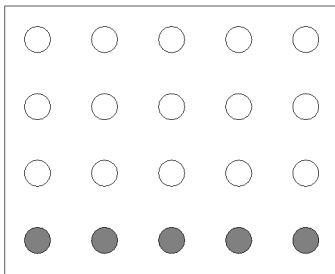
・ pHuタイプ : 3



		層種	平均 N値	p · p	pHu (kN/m <sup>2</sup> )
1	上端 下端	—	0.0	0.000	0.00 0.00

		層種	平均 N値	p · p	pHu (kN/m <sup>2</sup> )
2	上端 下端	粘性	2.0	1.000	60.00 123.61
3	上端 下端	粘性	4.0	1.500	185.41 233.12
4	上端 下端	砂質	20.0	2.500	539.91 669.63
5	上端 下端	粘性	15.0	1.500	267.51 341.95
6	上端 下端	砂質	50.0	2.500	735.94 805.97

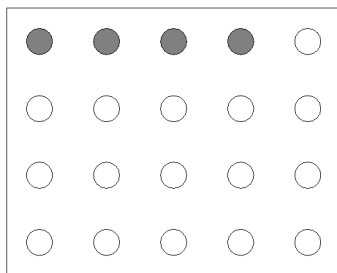
・ pHuタイプ : 4



		層種	平均 N値	p · p	pHu (kN/m <sup>2</sup> )
1	上端 下端	—	0.0	0.000	0.00 0.00
2	上端 下端	粘性	2.0	1.000	60.00 125.01
3	上端 下端	粘性	4.0	1.500	187.52 236.26
4	上端 下端	砂質	20.0	2.500	551.77 686.59
5	上端 下端	粘性	15.0	1.500	272.00 348.54
6	上端 下端	砂質	50.0	2.500	755.19 833.97

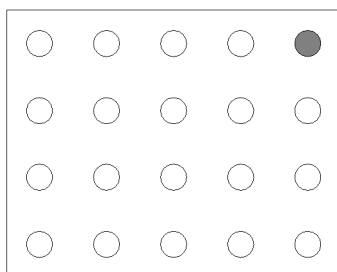
・橋軸直角方向

・pHuタイプ：1



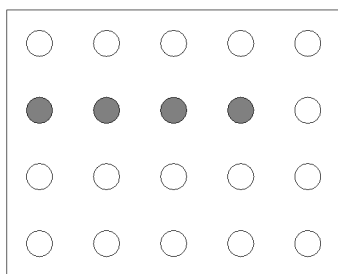
	層種	平均 N値	p · p	pHu (kN/m <sup>2</sup> )
1	上端 下端	—	0.0	0.000 0.00 0.00
2	上端 下端	粘性	2.0	1.000 60.00 120.81
3	上端 下端	粘性	4.0	1.500 181.22 226.83
4	上端 下端	砂質	20.0	2.500 516.17 635.73
5	上端 下端	粘性	15.0	1.500 258.52 328.77
6	上端 下端	砂質	50.0	2.500 697.44 749.96

・pHuタイプ：2



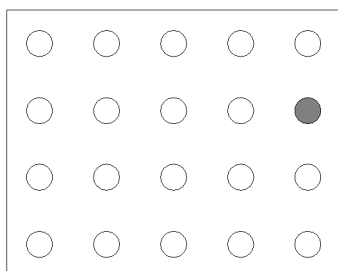
	層種	平均 N値	p · p	pHu (kN/m <sup>2</sup> )
1	上端 下端	—	0.0	0.000 0.00 0.00
2	上端 下端	粘性	2.0	1.000 60.00 120.81
3	上端 下端	粘性	4.0	1.500 181.22 226.83
4	上端 下端	砂質	20.0	2.500 1032.35 1271.45
5	上端 下端	粘性	15.0	1.500 258.52 328.77
6	上端 下端	砂質	50.0	2.500 1394.88 1499.93

・ pHuタイプ : 3



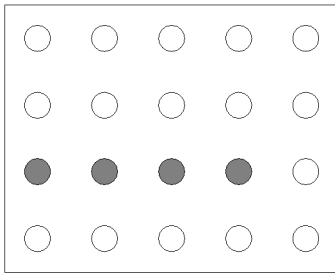
		層種	平均 N値	p · p	pHu (kN/m <sup>2</sup> )
1	上端 下端	—	0.0	0.000	0.00 0.00
2	上端 下端	粘性	2.0	1.000	60.00 122.21
3	上端 下端	粘性	4.0	1.500	183.31 229.98
4	上端 下端	砂質	20.0	2.500	528.04 652.67
5	上端 下端	粘性	15.0	1.500	263.01 335.36
6	上端 下端	砂質	50.0	2.500	716.69 777.96

・ pHuタイプ : 4



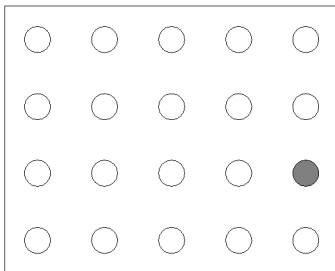
		層種	平均 N値	p · p	pHu (kN/m <sup>2</sup> )
1	上端 下端	—	0.0	0.000	0.00 0.00
2	上端 下端	粘性	2.0	1.000	60.00 122.21
3	上端 下端	粘性	4.0	1.500	183.31 229.98
4	上端 下端	砂質	20.0	2.500	1056.08 1305.35
5	上端 下端	粘性	15.0	1.500	263.01 335.36
6	上端 下端	砂質	50.0	2.500	1433.38 1555.92

・ pHuタイプ : 5



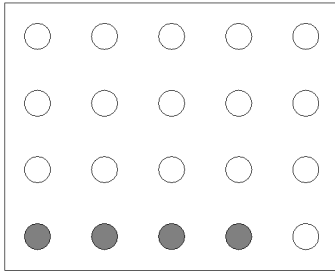
		層種	平均 N値	p · p	pHu (kN/m <sup>2</sup> )
1	上端 下端	—	0.0	0.000	0.00 0.00
2	上端 下端	粘性	2.0	1.000	60.00 123.61
3	上端 下端	粘性	4.0	1.500	185.41 233.12
4	上端 下端	砂質	20.0	2.500	539.91 669.63
5	上端 下端	粘性	15.0	1.500	267.51 341.95
6	上端 下端	砂質	50.0	2.500	735.94 805.97

・ pHuタイプ : 6



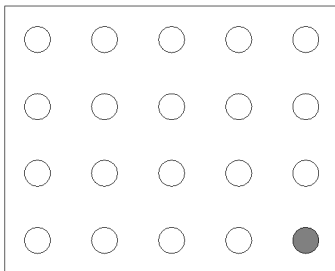
		層種	平均 N値	p · p	pHu (kN/m <sup>2</sup> )
1	上端 下端	—	0.0	0.000	0.00 0.00
2	上端 下端	粘性	2.0	1.000	60.00 123.61
3	上端 下端	粘性	4.0	1.500	185.41 233.12
4	上端 下端	砂質	20.0	2.500	1079.83 1339.25
5	上端 下端	粘性	15.0	1.500	267.51 341.95
6	上端 下端	砂質	50.0	2.500	1471.88 1611.95

・ pHuタイプ : 7



		層種	平均 N値	p · p	pHu (kN/m <sup>2</sup> )
1	上端 下端	—	0.0	0.000	0.00 0.00
2	上端 下端	粘性	2.0	1.000	60.00 125.01
3	上端 下端	粘性	4.0	1.500	187.52 236.26
4	上端 下端	砂質	20.0	2.500	551.77 686.59
5	上端 下端	粘性	15.0	1.500	272.00 348.54
6	上端 下端	砂質	50.0	2.500	755.19 833.97

・ pHuタイプ : 8

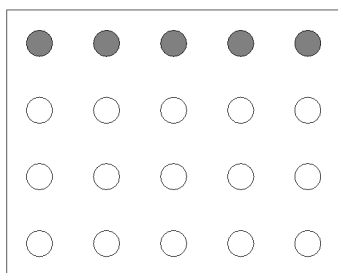


		層種	平均 N値	p · p	pHu (kN/m <sup>2</sup> )
1	上端 下端	—	0.0	0.000	0.00 0.00
2	上端 下端	粘性	2.0	1.000	60.00 125.01
3	上端 下端	粘性	4.0	1.500	187.52 236.26
4	上端 下端	砂質	20.0	2.500	1103.55 1373.17
5	上端 下端	粘性	15.0	1.500	272.00 348.54
6	上端 下端	砂質	50.0	2.500	1510.38 1667.95



### 7.5.4 押込み支持力の上限值

・ (1)杭



#### 1)地盤から決まる杭の極限支持力

杭 種 : PHC杭 800.0 (mm)  
 工 法 : 中掘り杭 (セメントミルク噴出攪拌)  
 設 計 杭 長 : L = 26.000 (m)  
 突 出 杭 長 : Lo = 2.700 (m)

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

$R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

$q_d$  : 杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} q_d &= 150 \cdot N (7500) \text{ 砂層} \\ &= 150 \cdot 50.0 \\ &= 7500 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$A_p$  : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)

$$A_p = \frac{\pi}{4} \cdot 0.8000^2 = 0.503$$

$U$  : 杭の周長 (m)

$$U = \pi \cdot 0.8000 = 2.513$$

$L_i$  : 層厚 (m)

$f_i$  : 層の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

#### 周面摩擦力

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	周長 U(m)	層厚 Li (m)	fi (kN/m <sup>2</sup> )	U · Li · fi (kN)
1	粘性	2.0	30.0	2.5133	0.800	0.0	0.0
1	粘性	2.0	30.0	2.5133	1.200	0.0	0.0
1	粘性	2.0	30.0	2.5133	8.700	0.0	0.0
2	粘性	4.0	30.0	2.5133	4.350	20.0	218.7
3	砂質	20.0	0.0	2.5133	2.350	20.0	118.1
4	粘性	15.0	30.0	2.5133	6.700	75.0	1262.9
5	砂質	50.0	0.0	2.5133	1.200	50.0	150.8
計					25.300		1750.5

#### 地盤から決まる極限支持力

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i) = 5520 \text{ (kN)}$$

2) 杭体から決まる押込み支持力の上限値

$$R_{pu} = 0.85 \cdot c_k \cdot A_c + y \cdot A_s = 19417 \text{ (kN)}$$

$R_{pu}$  : 杭体から決まる押込み支持力の上限値 (kN)

$c_k$  : 杭体コンクリートの設計基準強度 =  $80.00 \times 10^3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$A_c$  : 杭体コンクリートの断面積 =  $0.238 \text{ (m}^2\text{)}$

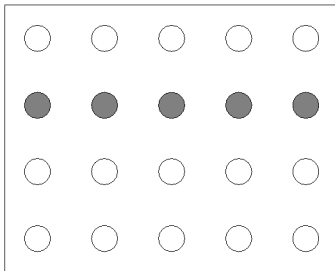
$y$  : PC鋼材の降伏点 =  $1275.00 \times 10^3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$A_s$  : PC鋼材量 =  $25.120 \times 10^{-4} \text{ (m}^2\text{)}$

3) 押込み支持力の上限値

$$P_{Nu} = \min(R_u, R_{pu}) = 5520 \text{ (kN)}$$

・(2)杭



1) 地盤から決まる杭の極限支持力

杭 種 : PHC杭 800.0 (mm)

工 法 : 中掘り杭 (セメントミルク噴出攪拌)

設計杭長 :  $L = 27.000 \text{ (m)}$

突出杭長 :  $L_o = 2.900 \text{ (m)}$

$$R_u = qd \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i)$$

$R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

$qd$  : 杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$qd = 150 \cdot N \text{ (7500) 砂層}$$

$$= 150 \cdot 50.0$$

$$= 7500 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$A_p$  : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)

$$A_p = \frac{\pi}{4} \cdot 0.8000^2 = 0.503$$

$U$  : 杭の周長 (m)

$$U = \pi \cdot 0.8000 = 2.513$$

$L_i$  : 層厚 (m)

$f_i$  : 層の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

周面摩擦力

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	周長 U(m)	層厚 Li (m)	$f_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$U \cdot L_i \cdot f_i$ (kN)
1	粘性	2.0	30.0	2.5133	0.600	0.0	0.0
1	粘性	2.0	30.0	2.5133	1.400	0.0	0.0
1	粘性	2.0	30.0	2.5133	8.900	0.0	0.0
2	粘性	4.0	30.0	2.5133	4.450	20.0	223.7
3	砂質	20.0	0.0	2.5133	2.450	20.0	123.2
4	粘性	15.0	30.0	2.5133	6.900	75.0	1300.6

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	周長 U(m)	層厚 Li (m)	fi (kN/m <sup>2</sup> )	U・Li・fi (kN)
5	砂質	50.0	0.0	2.5133	1.400	50.0	175.9
計					26.100		1823.4

地盤から決まる極限支持力

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i) = 5593 \text{ (kN)}$$

2) 杭体から決まる押込み支持力の上限值

$$R_{pu} = 0.85 \cdot c_k \cdot A_c + y \cdot A_s = 19417 \text{ (kN)}$$

R<sub>pu</sub> : 杭体から決まる押込み支持力の上限值 (kN)

c<sub>k</sub> : 杭体コンクリートの設計基準強度 = 80.00 × 10<sup>3</sup> (kN/m<sup>2</sup>)

A<sub>c</sub> : 杭体コンクリートの断面積 = 0.238 (m<sup>2</sup>)

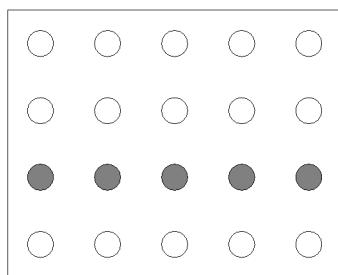
y : PC鋼材の降伏点 = 1275.00 × 10<sup>3</sup> (kN/m<sup>2</sup>)

A<sub>s</sub> : PC鋼材量 = 25.120 × 10<sup>-4</sup>(m<sup>2</sup>)

3) 押込み支持力の上限值

$$P_{Nu} = \min(R_u, R_{pu}) = 5593 \text{ (kN)}$$

・ (3) 杭



1) 地盤から決まる杭の極限支持力

杭 種 : PHC杭 800.0 (mm)

工 法 : 中掘り杭 (セメントミルク噴出攪拌)

設計杭長 : L = 28.000 (m)

突出杭長 : L<sub>o</sub> = 3.100 (m)

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

R<sub>u</sub> : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q<sub>d</sub> : 杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q_d = 150 \cdot N (7500) \text{ 砂層}$$

$$= 150 \cdot 50.0$$

$$= 7500 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

A<sub>p</sub> : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)

$$A_p = \frac{\pi}{4} \cdot 0.8000^2 = 0.503$$

U : 杭の周長 (m)

$$U = \pi \cdot 0.8000 = 2.513$$

L<sub>i</sub> : 層厚 (m)

f<sub>i</sub> : 層の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

周面摩擦力

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	周長 U(m)	層厚 Li (m)	fi (kN/m <sup>2</sup> )	U・Li・fi (kN)
1	粘性	2.0	30.0	2.5133	0.400	0.0	0.0
1	粘性	2.0	30.0	2.5133	1.600	0.0	0.0
1	粘性	2.0	30.0	2.5133	9.100	0.0	0.0
2	粘性	4.0	30.0	2.5133	4.550	20.0	228.7
3	砂質	20.0	0.0	2.5133	2.550	20.0	128.2
4	粘性	15.0	30.0	2.5133	7.100	75.0	1338.3
5	砂質	50.0	0.0	2.5133	1.600	50.0	201.1
計					26.900		1896.3

地盤から決まる極限支持力

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i) = 5666 \text{ (kN)}$$

2) 杭体から決まる押込み支持力の上限値

$$R_{pu} = 0.85 \cdot c_k \cdot A_c + y \cdot A_s = 19417 \text{ (kN)}$$

$R_{pu}$  : 杭体から決まる押込み支持力の上限値 (kN)

$c_k$  : 杭体コンクリートの設計基準強度 =  $80.00 \times 10^3 \text{ (kN/m}^2)$

$A_c$  : 杭体コンクリートの断面積 =  $0.238 \text{ (m}^2)$

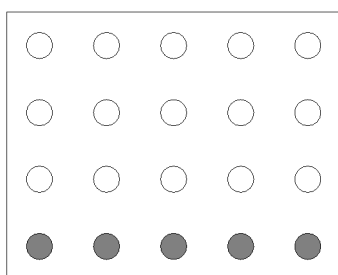
$y$  : PC鋼材の降伏点 =  $1275.00 \times 10^3 \text{ (kN/m}^2)$

$A_s$  : PC鋼材量 =  $25.120 \times 10^{-4} \text{ (m}^2)$

3) 押込み支持力の上限値

$$P_{Nu} = \min(R_u, R_{pu}) = 5666 \text{ (kN)}$$

・ (4) 杭



1) 地盤から決まる杭の極限支持力

杭 種 : PHC杭 800.0 (mm)

工 法 : 中掘り杭 (セメントミルク噴出攪拌)

設計杭長 :  $L = 29.000 \text{ (m)}$

突出杭長 :  $L_o = 3.300 \text{ (m)}$

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

$R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

$q_d$  : 杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q_d = 150 \cdot N \text{ (7500) 砂層}$$

$$= 150 \cdot 50.0$$

$$= 7500 \text{ (kN/m}^2)$$

$A_p$  : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)

$$A_p = \frac{\pi}{4} \cdot 0.8000^2 = 0.503$$

U : 杭の周長(m)

$$U = \pi \cdot 0.8000 = 2.513$$

Li : 層厚(m)

fi : 層の最大周面摩擦力度(kN/m<sup>2</sup>)

周面摩擦力

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	周長 U(m)	層厚 Li (m)	fi (kN/m <sup>2</sup> )	U · Li · fi (kN)
1	粘性	2.0	30.0	2.5133	0.200	0.0	0.0
1	粘性	2.0	30.0	2.5133	1.800	0.0	0.0
1	粘性	2.0	30.0	2.5133	9.300	0.0	0.0
2	粘性	4.0	30.0	2.5133	4.650	20.0	233.7
3	砂質	20.0	0.0	2.5133	2.650	20.0	133.2
4	粘性	15.0	30.0	2.5133	7.300	75.0	1376.0
5	砂質	50.0	0.0	2.5133	1.800	50.0	226.2
計					27.700		1969.2

地盤から決まる極限支持力

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i) = 5739 \text{ (kN)}$$

2) 杭体から決まる押込み支持力の上限值

$$R_{pu} = 0.85 \cdot c_k \cdot A_c + y \cdot A_s = 19417 \text{ (kN)}$$

R<sub>pu</sub> : 杭体から決まる押込み支持力の上限值 (kN)

$$c_k : \text{杭体コンクリートの設計基準強度} = 80.00 \times 10^3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$A_c : \text{杭体コンクリートの断面積} = 0.238 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$y : \text{PC鋼材の降伏点} = 1275.00 \times 10^3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

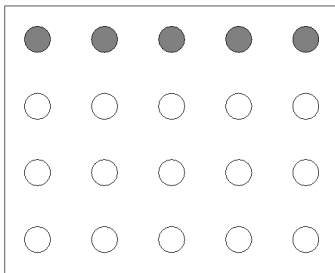
$$A_s : \text{PC鋼材量} = 25.120 \times 10^{-4} \text{ (m}^2\text{)}$$

3) 押込み支持力の上限值

$$P_{Nu} = \min(R_u, R_{pu}) = 5739 \text{ (kN)}$$

### 7.5.5 引抜き支持力の上限值

・ (1)杭



1)地盤から決まる杭の極限引抜き力

$$P_u + W = U \cdot (L_i \cdot f_i) + W$$

$P_u$  : 地盤から決まる杭の極限引抜き力 (kN)

$W$  : 杭の有効重量(kN)

$$W = (W'' \cdot L + W_o \cdot L_o) = 100.8 \text{ (kN)}$$

$$W'' : \text{水中部単位長重量} = 3.74 \text{ (kN/m)}$$

$$L : \text{水中部杭長} = 24.500 \text{ (m)}$$

$$W_o : \text{水位上部単位長重量} = 6.08 \text{ (kN/m)}$$

$$L_o : \text{水位上部杭長} = 1.500 \text{ (m)}$$

$$U : \text{杭の周長} = 2.513 \text{ (m)}$$

$$L_i : \text{層厚 (m)}$$

$$f_i : \text{層の最大周面摩擦力度 (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_u + W = U \cdot (L_i \cdot f_i) + W$$

$$= 1750.5 + 100.8 = 1851 \text{ (kN)}$$

2)杭体から決まる引抜き支持力の上限值

$$P_{pu} = y \cdot A_s = 3203 \text{ (kN)}$$

$P_{pu}$  : 杭体から決まる引抜き支持力の上限值 (kN)

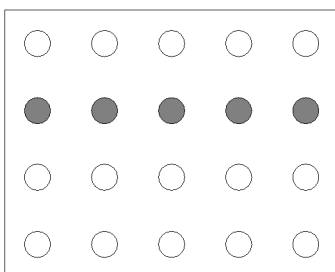
$$y : \text{PC鋼材の降伏点} = 1275.00 \times 10^3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$A_s : \text{PC鋼材量} = 25.120 \times 10^{-4} \text{ (m}^2\text{)}$$

3)引抜き支持力の上限值

$$P_{Tu} = \min(P_u + W, P_{pu}) = 1851 \text{ (kN)}$$

・ (2)杭



1)地盤から決まる杭の極限引抜き力

$$P_u + W = U \cdot (L_i \cdot f_i) + W$$

$P_u$  : 地盤から決まる杭の極限引抜き力 (kN)

$W$  : 杭の有効重量(kN)

$$W = (W'' \cdot L + W_o \cdot L_o) = 104.5 \text{ (kN)}$$

$$W'' : \text{水中部単位長重量} = 3.74 \text{ (kN/m)}$$

$$\begin{aligned}
 L &: \text{水中部杭長} &= 25.500 \text{ (m)} \\
 W_o &: \text{水位上部単位長重量} &= 6.08 \text{ (kN/m)} \\
 L_o &: \text{水位上部杭長} &= 1.500 \text{ (m)} \\
 U &: \text{杭の周長} &= 2.513 \text{ (m)} \\
 L_i &: \text{層厚 (m)} \\
 f_i &: \text{層の最大周面摩擦力度 (kN/m}^2\text{)} \\
 P_u + W &= U \cdot (L_i \cdot f_i) + W \\
 &= 1823.4 + 104.5 = 1928 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

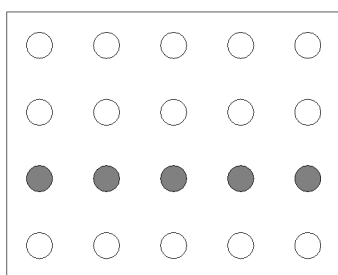
2) 杭体から決まる引抜き支持力の上限值

$$\begin{aligned}
 P_{pu} &= y \cdot A_s = 3203 \text{ (kN)} \\
 P_{pu} &: \text{杭体から決まる引抜き支持力の上限值 (kN)} \\
 y &: \text{PC鋼材の降伏点} &= 1275.00 \times 10^3 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 A_s &: \text{PC鋼材量} &= 25.120 \times 10^{-4} \text{ (m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

3) 引抜き支持力の上限值

$$P_{Tu} = \min(P_u + W, P_{pu}) = 1928 \text{ (kN)}$$

・ (3) 杭



1) 地盤から決まる杭の極限引抜き力

$$\begin{aligned}
 P_u + W &= U \cdot (L_i \cdot f_i) + W \\
 P_u &: \text{地盤から決まる杭の極限引抜き力 (kN)} \\
 W &: \text{杭の有効重量 (kN)} \\
 W &= (W'' \cdot L + W_o \cdot L_o) = 108.3 \text{ (kN)} \\
 W'' &: \text{水中部単位長重量} &= 3.74 \text{ (kN/m)} \\
 L &: \text{水中部杭長} &= 26.500 \text{ (m)} \\
 W_o &: \text{水位上部単位長重量} &= 6.08 \text{ (kN/m)} \\
 L_o &: \text{水位上部杭長} &= 1.500 \text{ (m)} \\
 U &: \text{杭の周長} &= 2.513 \text{ (m)} \\
 L_i &: \text{層厚 (m)} \\
 f_i &: \text{層の最大周面摩擦力度 (kN/m}^2\text{)} \\
 P_u + W &= U \cdot (L_i \cdot f_i) + W \\
 &= 1896.3 + 108.3 = 2005 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

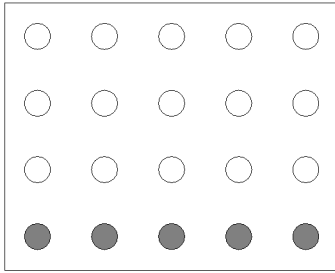
2) 杭体から決まる引抜き支持力の上限值

$$\begin{aligned}
 P_{pu} &= y \cdot A_s = 3203 \text{ (kN)} \\
 P_{pu} &: \text{杭体から決まる引抜き支持力の上限值 (kN)} \\
 y &: \text{PC鋼材の降伏点} &= 1275.00 \times 10^3 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 A_s &: \text{PC鋼材量} &= 25.120 \times 10^{-4} \text{ (m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

3) 引抜き支持力の上限值

$$P_{Tu} = \min(P_u + W, P_{pu}) = 2005 \text{ (kN)}$$

・(4)杭



1)地盤から決まる杭の極限引抜き力

$$P_u + W = U \cdot (L_i \cdot f_i) + W$$

$P_u$  : 地盤から決まる杭の極限引抜き力 (kN)

$W$  : 杭の有効重量(kN)

$$W = (W'' \cdot L + W_o \cdot L_o) = 112.0 \text{ (kN)}$$

$$W'' : \text{水中部単位長重量} = 3.74 \text{ (kN/m)}$$

$$L : \text{水中部杭長} = 27.500 \text{ (m)}$$

$$W_o : \text{水位上部単位長重量} = 6.08 \text{ (kN/m)}$$

$$L_o : \text{水位上部杭長} = 1.500 \text{ (m)}$$

$$U : \text{杭の周長} = 2.513 \text{ (m)}$$

$L_i$  : 層厚 (m)

$f_i$  : 層の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$P_u + W = U \cdot (L_i \cdot f_i) + W$$

$$= 1969.2 + 112.0 = 2081 \text{ (kN)}$$

2)杭体から決まる引抜き支持力の上限值

$$P_{pu} = y \cdot A_s = 3203 \text{ (kN)}$$

$P_{pu}$  : 杭体から決まる引抜き支持力の上限值 (kN)

$$y : \text{PC鋼材の降伏点} = 1275.00 \times 10^3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$A_s : \text{PC鋼材量} = 25.120 \times 10^{-4} \text{ (m}^2\text{)}$$

3)引抜き支持力の上限值

$$P_{Tu} = \min(P_u + W, P_{pu}) = 2081 \text{ (kN)}$$



## 8章 基礎バネ計算

### 8.1 水平方向地盤反力係数

杭タイプ： 1

杭外径	D = 0.8000	(m)
杭体ヤング係数	E = 4.00 × 10 <sup>7</sup>	(kN/m <sup>2</sup> )
杭体断面二次モーメント	I = 0.015170000	(m <sup>4</sup> )
杭の特性値(換算載荷幅算出)	= 0.357795	(m <sup>-1</sup> )
水平抵抗に関する地盤の深さ	1 / = 2.7949	(m)

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 ED} = \frac{\Sigma (ED_i \cdot L_i)}{1/\beta} = 49760.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅 BH} = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 1.4953 \text{ (m)}$$

$$kHo = \frac{1}{0.3} \cdot ED = 165866.7 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$kH = kHo \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{\frac{5}{4}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.357795 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

ここに、kHo：直径0.3(m)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>)

BH：基礎前面の換算載荷幅 (m)

kH：水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

層No	土質	層厚 (m)	N値	V <sub>s</sub> (m/s)	動的変形係数 ED (kN/m <sup>2</sup> )	動的ポアソン比 D	kH (kN/m <sup>3</sup> )
1	粘性土	8.700	2.0	125.99	49760	0.50	49723
2	粘性土	4.350	4.0	158.74	78989	0.50	78930
3	砂質土	2.350	20.0	217.15	166296	0.50	166171
4	粘性土	6.700	15.0	246.62	190658	0.50	190515
5	砂質土	1.200	50.0	294.72	323337	0.50	323095

杭タイプ： 2

杭外径	D = 0.8000	(m)
杭体ヤング係数	E = 4.00 × 10 <sup>7</sup>	(kN/m <sup>2</sup> )
杭体断面二次モーメント	I = 0.015170000	(m <sup>4</sup> )
杭の特性値(換算載荷幅算出)	= 0.357796	(m <sup>-1</sup> )
水平抵抗に関する地盤の深さ	1 / = 2.7949	(m)

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 ED} = \frac{\sum (ED_i \cdot L_i)}{1/\beta} = 49760.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅 BH} = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 1.4953 \text{ (m)}$$

$$kHo = \frac{1}{0.3} \cdot ED = 165866.7 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$kH = kHo \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{\frac{5}{4}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.357796 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

ここに、kHo：直径0.3(m)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>)

BH：基礎前面の換算載荷幅 (m)

kH：水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

層No	土質	層厚 (m)	N値	Vsi (m/s)	動的変形係数 ED (kN/m <sup>2</sup> )	動的ポアソン比 D	kH (kN/m <sup>3</sup> )
1	粘性土	8.900	2.0	125.99	49760	0.50	49723
2	粘性土	4.450	4.0	158.74	78989	0.50	78930
3	砂質土	2.450	20.0	217.15	166296	0.50	166172
4	粘性土	6.900	15.0	246.62	190658	0.50	190515
5	砂質土	1.400	50.0	294.72	323337	0.50	323095

杭タイプ： 3

杭外径	D = 0.8000	(m)
杭体ヤング係数	E = 4.00 × 10 <sup>7</sup>	(kN/m <sup>2</sup> )
杭体断面二次モーメント	I = 0.015170000	(m <sup>4</sup> )
杭の特性値(換算載荷幅算出)	= 0.357795	(m <sup>-1</sup> )
水平抵抗に関する地盤の深さ	1 / = 2.7949	(m)

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 ED} = \frac{\sum (ED_i \cdot L_i)}{1/\beta} = 49760.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅 BH} = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 1.4953 \text{ (m)}$$

$$kHo = \frac{1}{0.3} \cdot ED = 165866.7 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$kH = kHo \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{\frac{5}{4}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.357795 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

ここに、kHo：直径0.3(m)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>)

BH：基礎前面の換算載荷幅 (m)

kH：水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

層No	土質	層厚 (m)	N値	Vsi (m/s)	動的変形係数 ED (kN/m <sup>2</sup> )	動的ポアソン比 D	kH (kN/m <sup>3</sup> )
1	粘性土	9.100	2.0	125.99	49760	0.50	49723
2	粘性土	4.550	4.0	158.74	78989	0.50	78930
3	砂質土	2.550	20.0	217.15	166296	0.50	166171
4	粘性土	7.100	15.0	246.62	190658	0.50	190515
5	砂質土	1.600	50.0	294.72	323337	0.50	323094

杭タイプ： 4

杭外径	D = 0.8000	(m)
杭体ヤング係数	E = 4.00 × 10 <sup>7</sup>	(kN/m <sup>2</sup> )
杭体断面二次モーメント	I = 0.015170000	(m <sup>4</sup> )
杭の特性値(換算載荷幅算出)	= 0.357796	(m <sup>-1</sup> )
水平抵抗に関する地盤の深さ	1 / = 2.7949	(m)

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 ED} = \frac{\sum (ED_i \cdot L_i)}{1/\beta} = 49760.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅 BH} = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 1.4953 \text{ (m)}$$

$$kHo = \frac{1}{0.3} \cdot ED = 165866.7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$kH = kHo \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{\frac{5}{4}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.357796 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

ここに、kHo：直径0.3(m)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>)

BH：基礎前面の換算載荷幅 (m)

kH：水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

層No	土質	層厚 (m)	N値	Vsi (m/s)	動的変形係数 ED (kN/m <sup>2</sup> )	動的ポアソン比 D	kH (kN/m <sup>3</sup> )
1	粘性土	9.300	2.0	125.99	49760	0.50	49723
2	粘性土	4.650	4.0	158.74	78989	0.50	78930
3	砂質土	2.650	20.0	217.15	166296	0.50	166172
4	粘性土	7.300	15.0	246.62	190658	0.50	190516
5	砂質土	1.800	50.0	294.72	323337	0.50	323096

## 8.2 杭軸直角方向バネ定数，杭軸方向バネ定数

## (1) 橋軸方向

type	K1 (kN/m)	K2 (kN/rad)	K3 (kN.m/m)	K4 (kN.m/rad)	Kv (kN/m)
1	34760	95487	95487	372756	277829
2	31898	90818	90818	365136	272731
3	29309	86381	86381	357529	267961
4	26967	82177	82177	349981	263487

## (2) 橋軸直角方向

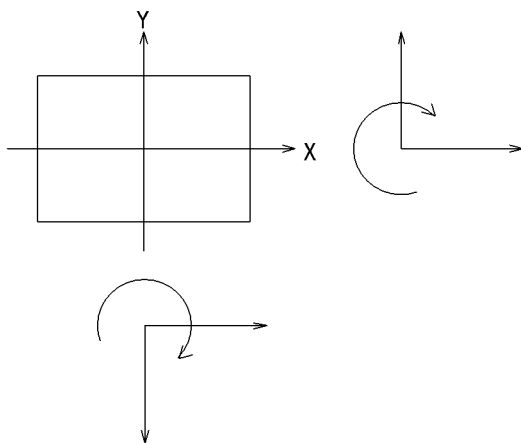
type	K1 (kN/m)	K2 (kN/rad)	K3 (kN.m/m)	K4 (kN.m/rad)	Kv (kN/m)
1	34760	95487	95487	372756	277829
2	31898	90818	90818	365136	272731
3	29309	86381	86381	357529	267961
4	26967	82177	82177	349981	263487

### 8.3 固有周期算定用地盤バネ定数

$$\begin{aligned}
 Ass &= (K_v \cdot \sin^2 + K_1 \cdot \cos^2) i \\
 Asr = Ars &= (K_v \cdot X \cdot \sin \cdot \cos - K_1 \cdot X \cdot \sin \cdot \cos - K_2 \cdot \cos) i \\
 Arr &= \{ K_v \cdot X^2 \cdot \cos^2 + K_1 \cdot X^2 \cdot \sin^2 + (K_2 + K_3) \cdot X \cdot \sin + K_4 \} i \\
 Asv = Avs &= (K_v \cdot \cos \cdot \sin - K_1 \cdot \sin \cdot \cos) i \\
 Arv = Avr &= (K_v \cdot X \cdot \cos^2 + K_1 \cdot X \cdot \sin^2 + K_2 \cdot \sin) i \\
 Avv &= (K_v \cdot \cos^2 + K_1 \cdot \sin^2) i
 \end{aligned}$$

ここに、Ass : 水平方向バネ (kN/m)  
 Asr = Ars : 水平と回転の連成バネ (kN/rad , kN.m/m)  
 Arr : 回転バネ (kN.m/rad)  
 Asv = Avs : 鉛直と水平の連成バネ (kN/m)  
 Arv = Avr : 鉛直と回転の連成バネ (kN.m/m , kN/rad)  
 Avv : 鉛直バネ (kN/m)

		橋軸方向	橋軸直角方向
Ass	kN/m	6.146745E+005	6.146745E+005
Asr	kN/rad	-1.774320E+006	-1.774320E+006
Ars	kN.m/m	-1.774320E+006	-1.774320E+006
Arr	kN.m/rad	3.428970E+007	5.050734E+007
Asv	kN/m	0.000000E+000	0.000000E+000
Arv	kN.m/m	2.389800E+005	0.000000E+000
Avs	kN/m	0.000000E+000	0.000000E+000
Avr	kN/rad	2.389800E+005	0.000000E+000
Avv	kN/m	5.410040E+006	5.410040E+006



Y方向 : 橋軸方向  
 X方向 : 橋軸直角方向